

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

FÉVRIER 1959

Douzième année, N° 134

SOMMAIRE

	Pages
A. FANJAT DE SAINT FONT, Expressions matricielles des formules de la résistance des matériaux	127
Série : Théories et méthodes de calcul (32).	
R. PRIS, Études aérodynamiques. I. — Tour de réfrigération hyperbolique	147
Série : Essais et mesures (42).	
J. CABANIUS, L'aménagement hydroélectrique de la Durance	169
Série : Travaux publics (55).	
J. PELLETIER, Les travaux de génie civil de la chute de Baix-le-Logis-Neuf sur le Rhône	199
Série : Travaux publics (56).	
Colloque organisé à la suite de l'exposé de R. L'HERMITE, Que savons-nous de la déformation plastique et du fluage du béton?	219
Série : Béton. Béton armé (52).	
Documentation technique réunie en octobre 1958.	249
Série : Documentation technique (134)	

En supplément

ENQUÊTE SUR L'HABITAT EN ALGÉRIE

I. — **Évolution de l'habitat en Algérie** par R. MAYER.
Variétés, actualités, informations (6)

NOTES TECHNIQUE ET D'INFORMATION

N. T. 37. **Revêtements de sol : exécution des sous-couches.**
N. I. 40. **Les moules en carton.**

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I^{er})

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
(Société à responsabilité limitée au capital de 3 000 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI^e

Tél. : KLÉber 48-20

JOURNÉES DE CHAUFFAGE, VENTILATION ET CONDITIONNEMENT DE L'AIR

Sous la présidence de M. A. MISSENARD, Président du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation (Co. S. T. I. C.).

CONFÉRENCES. — 7, rue La Pérouse

Les lundi 25, mardi 26 (après-midi), mercredi 27, jeudi 28 mai 1959.

CHAUFFAGE ET VENTILATION DES ÉTABLISSEMENTS SCOLAIRES

Technique de réalisation dans différents pays, par J. B. DICK (Grande-Bretagne), J. M. ELGIN (U. S. A.), A. de GRAVE (Belgique), J. KOZIERSKI (Pologne), W. KRUGER (Allemagne), I. LIVTCHAK (U. R. S. S.), A. MACKASY (Hongrie), F. SQUASSI (Italie), G. CHARGRASSE (France).

— Synthèse des exposés, par A. MISSENARD.

LE CHAUFFAGE AU GAZ

— Nouvelles techniques de distribution du gaz, par J. A. KOHLER.

— Le rôle du gaz naturel dans les distributions du Gaz de France, par R. ODIER.

— Le matériel réservé à l'utilisation du gaz, et plus particulièrement les brûleurs, par P. DELBOURG.

Les grandes chaufferies au gaz naturel, par M. LECŒUR.

RADIATEURS ET CONVECTEURS

— Développements et tendances des essais de corps de chauffe, par G. BURNAY.

— Recherches sur l'émission des radiateurs, par J. C. MARÉCHAL et B. ZIMMER.

— Recherches sur le calcul des montages de radiateurs à un tuyau, par D. THIN.

ÉTUDES ET RECHERCHES

— Définition et mesure de la pression en aéraulique, par R. GÉNAGA.

— L'acoustique des installations à air pulsé, par F. CLAIN.

— Les éjecteurs, par M. DOUCHEZ.

— Le chauffage intermittent, par N. S. BILLINGTON.

— Chauffage à eau chaude et services d'eau chaude : problèmes de sécurité, par P. MOLIN.

— Repérage de la charge thermique dans les ambiances chaudes, par B. METZ.

VISITES

Vendredi 22 et samedi 23 mai : Visites d'installations en Bourgogne.

Mardi 26 mai (matin) : Visites d'écoles de la région parisienne.

(Le programme définitif, ainsi que l'horaire des séances et des visites et les conditions d'inscription à ces dernières, seront précisés ultérieurement.)

Les demandes de participation aux journées peuvent être adressées dès maintenant à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 6, rue Paul-Valéry, PARIS-16^e, accompagnées d'un versement de 500 F (C. C. P. Paris 1834-66) pour contribution aux frais et inscription sur la liste des participants.

COMITÉ SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE L'INDUSTRIE DU CHAUFFAGE ET DE LA VENTILATION

Vient de paraître :

MANUEL DES INDUSTRIES THERMIQUES (Tome II)

— Extrait de la table des matières : Conduits de fumée. Tirage. Poêles. Générateurs individuels. Chauffage à air chaud. Chauffage à vapeur basse pression. Chauffage haute pression et fluides spéciaux. Chauffage à eau chaude. Radiateurs, convecteurs, plinthes. Panneaux. Aérothermes.

DUNOD, éditeur (1959). Un volume 15 × 24 180 p., nombreuses figures. Prix 2 300 F (franco : 2 400 F)

Déjà paru :

MANUEL DES INDUSTRIES THERMIQUES (Tome I)

— Extrait de la table des matières : Généralités. Terminologie, unités, symboles. Notions de thermodynamique. Mécanique des fluides. Transmission de chaleur. Physiologie. Thermique des bâtiments. Infiltrations,

ventilation naturelle. Déperditions. Charges frigorifiques. Combustibles, combustion et source de chaleur. Brûleurs, avant-foyers, alimentation en combustible. — Chaudières. Générateurs d'air chaud.

DUNOD, éditeur (1958). Un volume 15 × 24 369 p., nombreuses figures. Prix : 4 600 F (franco 4 735 F)

En vente à la Chambre Syndicale des Entreprises d'Installations Thermiques 3, rue de Lutèce-PARIS-4^e et à la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry — PARIS-16^e.

Prix du livre technique " Bâtiment " 1961

Nous rappelons que ce prix a été créé en 1953 par la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes dans le but de primer un livre technique inédit destiné à diffuser mondialement les études qui contribuent le plus au renom de l'industrie française du Bâtiment et à mettre à la disposition des constructeurs une documentation pratique.

Il sera de nouveau décerné en 1961. Son montant sera de F : 500 000 et les droits d'auteur s'y ajouteront.

Le règlement d'attribution a été publié dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* de septembre et d'octobre 1958. Il peut être adressé sur demande au Secrétariat de l'Institut Technique, 6, rue Paul-Valéry Paris-16^e.

La demande d'inscription devra être faite avant le 31 décembre 1959. Le manuscrit devra être déposé ou adressé sous pli recommandé au secrétariat avant le 31 décembre 1960.

Le prix sera attribué avant le 31 mars 1961.

Série : THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL (32)

EXPRESSIONS MATRICIELLES DES FORMULES DE LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

par

M. André FANJAT DE SAINT-FONT,

Ingénieur des Arts et Manufactures

RÉSUMÉ

Les problèmes techniques chaque jour plus complexes nécessitent la création de nouveaux outils mathématiques au nombre desquels figure le calcul matriciel. Ces nouvelles méthodes permettent une « économie de pensée » qui ouvre un domaine d'activité plus vaste à un même individu.

Les formules et méthodes classiques de la résistance des matériaux établies pour les poutres droites et les arcs deviennent d'un emploi inextricable lors de l'étude des poutres courbes planes ou gauches. Il est donc nécessaire de construire un nouvel arsenal de formules.

Après un rappel de formules et de notations propres au calcul matriciel, un raisonnement identique à ceux des exposés traditionnels de la résistance des matériaux conduit à une expression matricielle de la loi de Hooke, puis aux relations donnant les paramètres de la déformation en fonction des éléments de réduction. On en déduit l'expression du vecteur contrainte en un point d'une section. Il est intéressant de noter la contraction d'écriture obtenue et l'identité formelle avec la loi de Hooke et les formules classiques. En passant, il apparaît intéressant de généraliser la notion de matrices pour obtenir des matrices plus aptes encore à représenter les formules générales de la résistance des matériaux.

L'écriture matricielle des opérations vectorielles permet d'écrire le travail des forces élastiques sous forme extrêmement condensée.

SUMMARY

The ever increasing complexity of technical problems necessitates the creation of new mathematical tools among which is included the use of matrices. These new methods permit an "economy of thought" and open a wider field of activity to the single individual.

Formulas and classical methods for calculating materials strength for straight beams and arches become excessively complicated when applied to curved, plane or skewed beams. It accordingly becomes necessary to provide a new arsenal of formulas.

After a review of formulas and notations used in connection with matrices, the author, by a chain of reasoning identical with traditional methods used in materials resistance calculations, derives a matrix expression of Hooke's law and then the formulas giving the parameters of deformation in terms of the elements of reduction. It is then possible to deduce the formula of the stress vector at a point in a section. It is of particular interest to note the economy of formulas obtained and the formal identity with Hooke's law and classical formulas. A more widespread use of this method might very well lead to the derivation of other matrices even more suitable to represent the general formulas used in materials strength calculations.

Matrix formulas of vector operations make it possible to describe elastic stresses in an extremely condensed form.

I. INTRODUCTION

L'évolution de toutes les techniques pose des problèmes chaque jour plus complexes pour la résolution desquels les méthodes de calcul classiques conduisent à des développements très longs, d'une lourdeur parfois pénible. Aussi depuis de nombreuses années les mathématiciens ont forgé des outils nouveaux qui n'apportent en vérité rien d'autre qu'une écriture plus commode, plus raccourcie, plus lisible des équations de la physique ou de la technique. C'est ainsi que sont nés le calcul des nombres complexes, le calcul vectoriel, le calcul matriciel, le calcul tensoriel, le calcul opérationnel et bien d'autres encore. Beaucoup de ces méthodes peuvent être étudiées par l'algèbre moderne, que je préférerais voir appeler « algèbre généralisée », qui permet d'en concevoir de nouvelles, à l'infini.

Si leur rôle se bornait à celui d'une sténographie mathématique, génératrice d'une économie de pensée, le but atteint serait déjà très intéressant. Mais leur portée est beaucoup plus considérable. Il résulte de leur emploi tout à la fois une contraction dans l'énoncé et une généralisation éblouissante dans l'exposé des théories classiques qui permettent à un même individu d'assimiler un plus grand nombre de connaissances, de mettre en évidence des analogies entre des phénomènes d'apparence très divers, d'en déduire de nouvelles hypothèses et par là de nouvelles théories. En bref, le chercheur, le technicien y gagnent en universalité et en puissance créatrice. Il semblerait que ces idées aillent à l'encontre de la tendance actuelle, mais je crois, personnellement, que l'ère de la spécialisation poussée à l'extrême, l'ère de la technique découpée en tranches de plus en plus minces est révolue. L'analyse est un acte logique, la synthèse en est un autre, complément indispensable du premier. Si toute une équipe de spécialistes est capable de décomposer un problème complexe en problèmes plus simples dont chacun concerne une spécialité bien définie et fait l'objet d'une résolution intrinsèque, la tâche devient plus délicate lorsqu'il s'agit d'harmoniser les solutions élaborées indépendamment l'une de l'autre et de les réunir en un tout cohérent. C'est alors qu'il est nécessaire de concevoir l'intervention de quelques techniciens pourvus d'une solide culture générale, capables de coordonner, en dernière analyse, les efforts des spécialistes et d'équilibrer des compromis entre des conditions parfois contradictoires, pour aboutir à un ensemble monolithique, homogène, rationnel. Ne faut-il pas penser que nous touchons là, du doigt, certaines raisons des mésaventures spatiales d'une grande puissance de l'heure présente?

Les formules usuelles de la résistance des matériaux ont été bâties sous leur forme actuelle à une époque où les constructeurs n'avaient guère à étudier que les poutres droites avec peu ou pas de continuité et des arcs à ligne moyenne plane chargés dans leur plan. Aussi les équations classiques sont-elles bien adaptées aux calculs de ces ouvrages. Par contre, si l'on aborde l'étude de systèmes hautement hyperstatiques dans le plan ou dans l'espace, de poutres courbes planes, de poutres courbes gauches, auxquels font appel bon nombre de projets de l'époque présente, l'emploi des formules classiques conduit à des calculs interminables dont l'aspect inextricable fait parfois rejeter telle structure pourtant très élégante.

Il suffit d'avoir calculé une seule fois une structure gauche par exemple pour être convaincu qu'il faut donner à la résistance des matériaux des expressions plus condensées, d'une plus grande portée, valable dans un plus grand nombre de cas.

Les forces et déplacements peuvent être représentés par des vecteurs. La loi de Hooke est linéaire, la transformation qui fait passer du vecteur déplacement au vecteur contrainte en un point est du même ordre et par conséquent justiciable d'une représentation matricielle. Telle est l'idée maîtresse qui a été à l'origine des développements suivants.

II. NOTATIONS ET FORMULES PRÉLIMINAIRES

a) Représentation d'une matrice.

Nous exprimons qu'un tableau de nombres en n lignes et p colonnes est une matrice en l'entourant de crochets comme ci-dessous

$$\begin{bmatrix} a & b & c \\ a' & b' & c' \\ a'' & b'' & c'' \end{bmatrix}$$

Si nous représentons une matrice par un symbole, ce dernier sera entouré de crochets pour bien spécifier qu'il s'agit d'une matrice, par exemple :

$$[\mathcal{E}]$$

b) Transposée d'une matrice.

La transposée d'une matrice (A) est la matrice qu'on obtient en permutant les lignes et les colonnes de (A). Nous la noterons par :

$$[\tilde{A}]$$

On remarquera qu'une matrice diagonale est égale à sa transposée.

c) Représentation matricielle du produit scalaire.

Le vecteur libre \vec{V} de composante $a \ b \ c$ se représente par la matrice unicolonne

$$\vec{V} = \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} \quad \text{ou encore} \quad [\vec{V}]$$

Considérons deux vecteurs libres

$$\vec{V} = \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \vec{V}' = \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$$

Le produit scalaire de \vec{V} et de \vec{V}' a pour expression dans un système d'axes trirectangulaires.

$$\vec{V} \cdot \vec{V}' = aa' + bb' + cc'.$$

En application de la règle sur les produits de matrice, nous avons

$$aa' + bb' + cc' = \begin{bmatrix} a' & b' & c' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & b & c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$$

En remarquant que $\begin{bmatrix} a & b & c \end{bmatrix}$ et $\begin{bmatrix} a' & b' & c' \end{bmatrix}$ sont les matrices transposées de $\begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$ et $\begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$ le produit scalaire

$$\vec{V} \cdot \vec{V}' \text{ peut s'écrire } [\vec{V}] [\vec{V}'] \text{ ou encore } [\vec{V}] [\vec{V}'].$$

d) Représentation matricielle du produit vectoriel.

Considérons deux vecteurs libres \vec{V} de composantes $(a \ b \ c)$ et \vec{V}' de composante $(a' \ b' \ c')$. Le produit vectoriel $\vec{V} \wedge \vec{V}'$ est un troisième vecteur \vec{W} perpendiculaire au plan des deux premiers, ayant pour mesure

$$|\vec{V}| \ |\vec{V}'| \ \sin \theta$$

$|\vec{V}|$ et $|\vec{V}'|$ étant les longueurs des deux vecteurs \vec{V} et \vec{V}' et θ le plus petit angle de leur direction positives et pour orientation, un sens tel que le trièdre $\vec{V} \ \vec{V}' \ \vec{W}$ soit positif, c'est-à-dire de même sens qu'un trièdre de référence.

En axes de coordonnées trirectangulaires les composantes du produit vectoriel

$$\vec{W} = \vec{V} \wedge \vec{V}'$$

sont

$$\vec{W} = \begin{bmatrix} bc' - cb' \\ ca' - ac' \\ ab' - ba' \end{bmatrix}$$

Nous voyons que la matrice unicolonne représentant \vec{W} est égale aux produits matriciels suivants :

$$\begin{bmatrix} 0 & -c & b \\ c & 0 & -a \\ -b & a & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix} \text{ ou } \begin{bmatrix} 0 & c' & b' \\ -c' & 0 & a' \\ b' & -a' & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$$

Comme nous voyons, le produit de deux vecteurs se ramène à une transformation linéaire sur l'un d'eux, la transformation étant représentée par une matrice dont les termes sont des fonctions des composantes de l'autre.

Dans la multiplication scalaire, on multiplie l'un des vecteurs par la transposée de l'autre. Dans la multiplication vectorielle, on multiplie le vecteur multiplicande \vec{V} par une matrice que nous appellerons matrice Λ (lambda) du vecteur \vec{V} et que nous noterons :

$$[\widehat{\vec{V}}] = \begin{bmatrix} 0 & -c & b \\ c & 0 & -a \\ -b & a & 0 \end{bmatrix}$$

Dans ces conditions le produit vectoriel de $\vec{V} (a \ b \ c)$ par $\vec{V}' (a' \ b' \ c')$ se notera

$$\vec{V} \wedge \vec{V}' = [\widehat{\vec{V}}] [\vec{V}'] = - [\widehat{\vec{V}'}] [\vec{V}]$$

En passant, remarquons une généralisation de la notion d'opération vectorielle.

Considérons deux vecteurs $\vec{V} (a \ b \ c)$ et $\vec{V}' (a' \ b' \ c')$. Considérons l'expression

$$\begin{bmatrix} f_{11}(a \ b \ c) & f_{12}(a \ b \ c) & f_{13}(a \ b \ c) \\ f_{21}(a \ b \ c) & f_{22}(a \ b \ c) & f_{23}(a \ b \ c) \\ f_{31}(a \ b \ c) & f_{32}(a \ b \ c) & f_{33}(a \ b \ c) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$$

où les $f_{ij}(a \ b \ c)$ sont des fonctions des composantes du vecteur $\vec{V} (a \ b \ c)$. Cette expression définit une opération permettant d'associer à tout couple de vecteur \vec{V} et \vec{V}' une grandeur pouvant être soit un vecteur soit un scalaire. Cette étude qui sort nettement du cadre de cet exposé serait très vaste et très intéressante.

e) Sur l'intégration d'un élément différentiel matriciel.

Nous rencontrerons dans la suite des éléments différentiels de la forme suivante :

$$dP = \begin{bmatrix} \vec{\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} G I_0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & EI_z \end{bmatrix} d\vec{\theta}$$

que nous devons intégrer.

Nous pensons, évidemment, à une analogie avec

$$dy = a \theta \ d\theta$$

dont l'intégrale indéfinie est :

$$y = a \frac{\theta^2}{2} + C$$

Recherchons donc une solution de la forme

$$P = a \vec{U}^2$$

$$\text{avec } \vec{U} = [A] [\vec{V}]$$

l'expression \vec{U}^2 étant le carré scalaire de \vec{U} .

Il vient donc :

$$P = a \vec{U}^2 = a [\vec{U}] [\vec{U}]$$

$$= a \left[\begin{matrix} \tilde{A} \\ \tilde{V} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right]$$

or

$$\left[\begin{matrix} \tilde{A} \\ \tilde{V} \end{matrix} \right] = \left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right]$$

d'où

$$P = a \left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right]$$

Donnons un accroissement à la variable x , il vient :

$$P + dP = a \left(\left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right] + \left[\begin{matrix} d\tilde{V} \\ d\tilde{A} \end{matrix} \right] \right) \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right] \left(\left[\begin{matrix} V \\ A \end{matrix} \right] + \left[\begin{matrix} dV \\ dA \end{matrix} \right] \right)$$

Développons cette expression, il vient

$$P + dP = a \left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right] + a \left[\begin{matrix} d\tilde{V} \\ d\tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right] + a \left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} dV \\ dA \end{matrix} \right] + a \left[\begin{matrix} d\tilde{V} \\ d\tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} dV \\ dA \end{matrix} \right]$$

Le dernier terme du second membre est négligeable puisqu'il est un infiniment petit du second ordre.

En outre, les deux expressions

$$a \left[\begin{matrix} d\tilde{V} \\ d\tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} A \\ V \end{matrix} \right] \text{ et } a \left[\begin{matrix} \tilde{V} \\ \tilde{A} \end{matrix} \right] \left[\begin{matrix} dV \\ dA \end{matrix} \right]$$

sont égales.

En effet, soit deux vecteurs $v (abc)$ et $v' (a' b' c')$ et demandons-nous à quelles conditions les expressions :

$$\left[abc \right] \begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma \\ \alpha' & \beta' & \gamma' \\ \alpha'' & \beta'' & \gamma'' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$$

et

$$\left[a'b'c' \right] \begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma \\ \alpha' & \beta' & \gamma' \\ \alpha'' & \beta'' & \gamma'' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$$

sont égales. Pour cela effectuons les calculs et identifions terme à terme.

La première expression s'écrit d'abord :

$$\left[abc \right] \begin{bmatrix} \alpha a' + \beta b' + \gamma c' \\ \alpha' a' + \beta' b' + \gamma' c' \\ \alpha'' a' + \beta'' b' + \gamma'' c' \end{bmatrix}$$

puis

$$\alpha aa' + \beta ab' + \gamma ac' + \alpha' ba' + \beta' bb' + \gamma' bc' + \alpha'' ca' + \beta'' cb' + \gamma'' cc'.$$

De même la seconde expression s'écrit :

$$\alpha aa' + \beta ba' + \gamma ca' + \alpha' ab' + \beta' bb' + \gamma' cb' + \alpha'' ac' + \beta'' bc' + \gamma'' cc'$$

Pour qu'il y ait identité quels que soient a, b, c, a', b', c' , il faut satisfaire aux conditions.

$$\beta = \alpha' \quad \gamma = \alpha'' \quad \beta'' = \gamma'.$$

La matrice :

$$\begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma \\ \alpha' & \beta' & \gamma' \\ \alpha'' & \beta'' & \gamma'' \end{bmatrix} \text{ doit prendre la forme}$$

$$\begin{bmatrix} \alpha & \beta & \gamma \\ \beta & \beta' & \gamma' \\ \gamma & \beta'' & \gamma'' \end{bmatrix}$$

Elle doit donc être symétrique.

Remarquons par ailleurs que la matrice

$$[\tilde{A}] [A]$$

est symétrique.

En effet, soit deux matrices carré de même ordre

$$\begin{bmatrix} a_1^1 & a_1^2 & a_1^k & a_1^n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ a_i^1 & a_i^2 & a_i^k & a_i^n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ a_n^1 & a_n^2 & a_n^k & a_n^n \end{bmatrix} \text{ et } \begin{bmatrix} b_1^1 & b_1^j & b_1^n \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ b_k^1 & b_k^j & b_k^n \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ b_n^1 & b_n^j & b_n^n \end{bmatrix}$$

le terme P_{ij} du produit vaut :

$$P_{ij} = a_1^1 b_1^j + a_i^2 b_2^j + \dots + a_i^k b_k^j + \dots + a_i^n b_n^j$$

Supposons maintenant que la première matrice soit la transposée de la seconde, il vient :

$$a_i^k = b_k^i$$

de même

$$a_i^k = b_k^i$$

Considérons l'expression de P_{ij}

$$P_{ij} = \sum_{k=1}^{K=n} a_i^k b_k^j$$

et écrivons celle de P_{ji}

$$P_{ji} = \sum_{k=1}^{K=n} a_j^k b_k^i$$

nous avons pour hypothèse

$$a_j^k = b_k^j$$

de même

$$a_i^k = b_k^i$$

d'où

$$P_{ij} = \sum_{k=1}^{K=n} b_k^i b_k^j$$

$$P_{ji} = \sum_{k=1}^{K=n} b_k^j b_k^i$$

d'où

$$P_{ij} = P_{ji}$$

et le produit $[\tilde{A}] [A]$ est une matrice symétrique. Il en résulte d'après ce qui précède que :

$$a[\tilde{dV}] [\tilde{A}] [A] [\tilde{V}] = a[\tilde{V}] [\tilde{A}] [A] [dV]$$

Nous pouvons écrire alors

$$P + dP = a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][\vec{V}] + 2a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][d\vec{V}]$$

Le premier terme du second membre est égal à P et par suite

$$dP = 2a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][d\vec{V}]$$

d'où si

$$P = a U^2 \text{ avec } U = [A][\vec{V}]$$

il vient

$$P = a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][\vec{V}]$$

$$dP = 2a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][d\vec{V}]$$

Réciproquement si l'on rencontre une expression de la forme :

$$dP = 2a[\tilde{\vec{V}}][A'] [d\vec{V}]$$

A' étant symétrique, on peut poser

$$[A'] = [\tilde{A}][A]$$

d'où

$$P = a[\tilde{\vec{V}}][\tilde{A}][A][\vec{V}]$$

ou encore

$$P = a[\tilde{\vec{V}}][A'] [\vec{V}]$$

Nous voyons qu'il n'est pas nécessaire de connaître la matrice [A] mais dans le cas où on la connaîtrait on pourrait alors mettre P sous la forme

$$P = a([A]\vec{V})^2.$$

III. LOI DE HOOKE GÉNÉRALISÉE

Soit O un point d'une section droite d'un corps prismatique, $d\omega$, un élément de surface entourant le point o. Considérons un trièdre direct trirectangle attaché en o, ox étant dirigé tangemment à la ligne moyenne, oy et oz étant dans le plan de $d\omega$. Soit une section $d\omega'$ située à la distance ds de $d\omega$, vers les x négatifs. Dans la déformation du corps prismatique le point o' vient en o'_1 sur la ligne moyenne en faisant subir un simple raccourcissement au segment ds de la ligne moyenne. On suppose oo'_1 négligeable devant oo' puis le point o' se déplace de o'_1 en o'_2 parallèlement à $d\omega$. En outre la section $d\omega'$ subit une rotation autour de o'_2 . La section $d\omega'$ étant négligeable par rapport à oo' la variation de longueur des fibres est un infiniment petit du second ordre. L'influence de la rotation peut donc être négligée et le mouvement de $d\omega'$ peut se ramener à une translation parallèle à la ligne droite $d\omega$ (voir fig. 1).

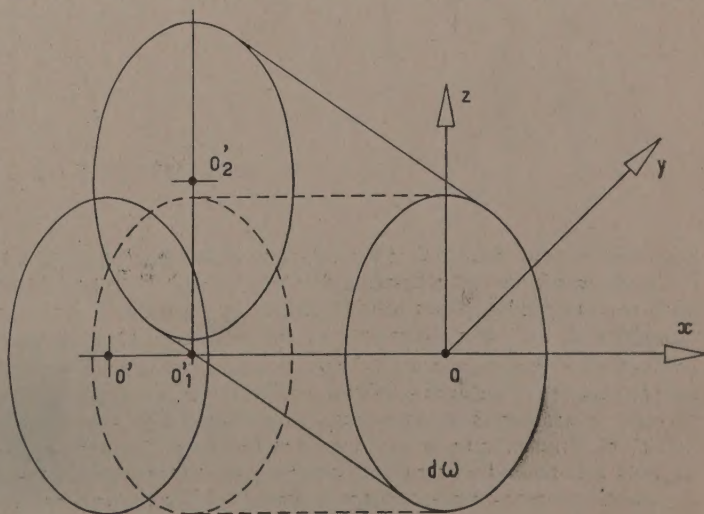


FIG. 1.

Soit :

$\xi ds, \eta ds, \zeta ds$, les composantes du déplacement de o' par rapport au trièdre attaché à o ,

soit n_x, t_y, t_z les composantes de la contrainte unitaire en o , il vient

$$n_x = E \xi$$

$$t_y = G \eta$$

$$t_z = G \zeta$$

Sous forme matricielle, ces trois équations se ramènent à

$$\begin{bmatrix} n_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi \\ \eta \\ \zeta \end{bmatrix}$$

en posant

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} n_x \\ t_y \\ t_z \end{bmatrix}$$

$$\vec{\lambda}_m = \begin{bmatrix} \xi \\ \eta \\ \zeta \end{bmatrix}$$

Il vient

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \vec{\lambda}_m$$

Nous appellerons la matrice

$$\begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} = [\mathcal{E}]$$

la matrice d'Young et la loi de Hooke généralisée prend la forme

$$\vec{\sigma} = [\mathcal{E}] \vec{\lambda}_m$$

IV. PARAMÈTRES DE LA DÉFORMATION

Soit une section droite Ω d'un corps prismatique (fig. 2). Soit G son centre de gravité et soit $G (xyz)$ un système d'axe de référence trirectangle, directe, tel que $G x$, soit tangent à la ligne moyenne en G et $G y$ et $G z$ dans le plan de la section droite. Nous conviendrons de prendre $G y$ et $G z$ suivant les axes de l'ellipse centrale d'inertie de Ω par rapport à G . Soit une autre section droite Ω' de centre de gravité o distante de ds de Ω vers les x négatifs. Le mouvement de Ω' par rapport à $G (xyz)$ peut être réduit à une translation $\vec{\lambda}_G ds$ et une rotation $\vec{\theta} ds$ autour d'un axe passant par G' . Coupons le corps prismatique, en équilibre sous l'effet des forces et couples directement appliqués, suivant la section Ω et détachons la partie située vers les x négatifs. Pour que la partie restante soit en équilibre, il faut et il suffit que le système des forces et couples agissant sur la portion négative de la ligne moyenne, par rapport à G soit équivalent au système des forces élastiques intérieur au corps, agissant sur Ω . Il faut et il suffit que ces deux systèmes aient mêmes éléments de réduction en G .

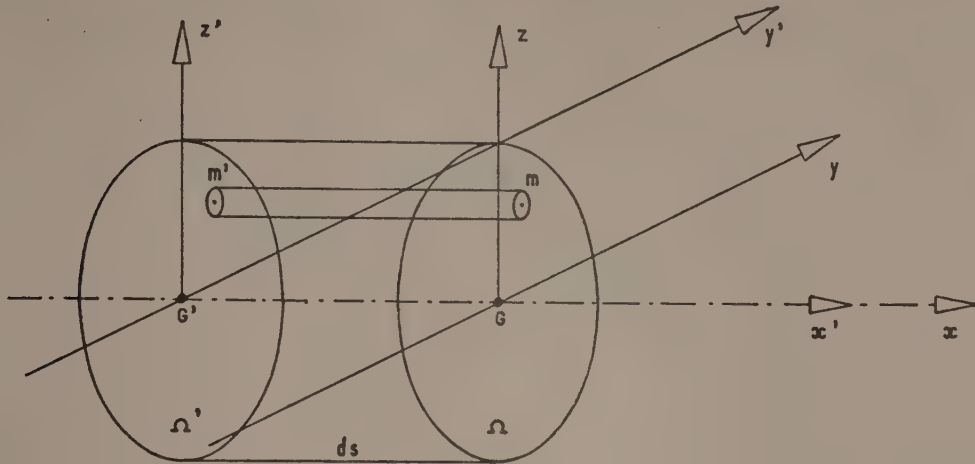


FIG. 2.

Soit :

\vec{R} la résultante générale des forces et couples agissant sur la portion négative de la ligne moyenne.

\vec{M} le moment résultant en G des mêmes forces et couples.

Écrivons le déplacement d'un point m' ($o' y' z'$) de Ω' il vient

$$\vec{\lambda}_{m'} ds = \vec{\lambda}_G' ds + \overrightarrow{m'G'} \wedge \vec{\theta} ds$$

ou encore

$$\vec{\lambda}_{m'} ds = \lambda_G' ds + \vec{\theta} \wedge \overrightarrow{G'm'} ds$$

la contrainte en m vaut

$$\vec{\sigma} = [\mathcal{E}] \vec{\lambda}_{m'} = [\mathcal{E}] [\vec{\lambda}_G' + \vec{\theta} \wedge \overrightarrow{G'm'}]$$

calculons la résultante générale des forces élastiques

il vient

$$\int_{\Omega} \vec{\sigma} d\omega = \int_{\Omega} [\mathcal{E}] \vec{\lambda}_G' d\omega + \int_{\Omega} [\mathcal{E}] (\vec{\theta} \wedge \overrightarrow{G'm'}) d\omega$$

la première intégrale vaut

$$[\mathcal{E}] \vec{\lambda}_G' \Omega$$

la seconde intégrale peut s'écrire

$$[\mathcal{E}] (\vec{\theta} \wedge \int \overrightarrow{G'm'} d\omega)$$

en application des propriétés du produit vectoriel,

$$\int \overrightarrow{G'm'} d\omega = 0$$

puisque G est centre de gravité de Ω' . La seconde intégrale est donc nulle et l'on a

$$\int \vec{\sigma} d\omega = \vec{R}$$

$$\vec{R} = \Omega [\mathcal{E}] \vec{\lambda}_G'$$

en remarquant que G et G' sont très voisins

ou encore

$$\lambda_G = \frac{1}{\Omega} [\mathcal{E}]^{-1} \vec{R}$$

Nous remarquons l'identité formelle de cette relation avec la loi de Hooke

$$\varepsilon = \frac{1}{\Omega} E^{-1} N$$

ε étant la dilatation unitaire et N l'effort normal appliqué.

Calculons le moment résultant des forces élastiques agissant sur Ω

Il vient

$$\int_{\Omega} \overrightarrow{G'm'} \wedge \vec{\sigma} \, d\omega \\ = \int_{\Omega} \overrightarrow{G'm'} \wedge [\varepsilon] \lambda' \vec{G} \, d\omega + \int_{\Omega} \overrightarrow{G'm'} \wedge [\varepsilon] (\vec{\theta} \wedge \overrightarrow{G'm'}) \, d\omega$$

La première intégrale vaut

$$\left(\int_{\Omega} \overrightarrow{G'm'} \, d\omega \right) \wedge [\varepsilon] \lambda' \vec{G} = \vec{0}$$

La seconde intégrale peut s'écrire en faisant apparaître la forme matricielle du produit vectoriel en laissant $\vec{\theta}$ explicite

$$\int_{\Omega} \overrightarrow{G'm'} \wedge [\varepsilon] \left[\begin{array}{ccc} 0 & z & y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] \vec{\theta} \, d\omega$$

ou encore

$$\int_{\Omega} \left[\begin{array}{ccc} 0 & -z & y \\ z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] [\varepsilon] \left[\begin{array}{ccc} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] \vec{\theta} \, d\omega$$

Nous devons effectuer le produit des trois matrices

il vient

$$\left[\begin{array}{ccc} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{array} \right] \left[\begin{array}{ccc} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{ccc} 0 & Ez - Ey \\ -Gz & 0 & 0 \\ -Gy & 0 & 0 \end{array} \right]$$

Enfin

$$\left[\begin{array}{ccc} 0 & -z & y \\ z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] \left[\begin{array}{ccc} 0 & Ez - Ey \\ -Gz & 0 & 0 \\ -Gy & 0 & 0 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{ccc} G(y^2 + z^2) & 0 & 0 \\ 0 & Ez^2 & -Eyz \\ 0 & -Eyz & +Ey^2 \end{array} \right]$$

La seconde intégrale peut donc s'écrire :

$$\int_{\Omega} \left[\begin{array}{ccc} G(y^2 + z^2) & 0 & 0 \\ 0 & Ez^2 & -Eyz \\ 0 & -Eyz & +Ey^2 \end{array} \right] \vec{\theta} \, d\omega$$

En application des propriétés des matrices il est possible de faire passer le terme $d\omega$ dans la matrice en multipliant tous les termes par $d\omega$. L'intégrale se calcule alors en intégrant terme à terme dans la matrice, il vient pour la seconde intégrale

$$\left[\begin{array}{ccc} \int_{\Omega} G(y^2 + z^2) \, d\omega & 0 & 0 \\ 0 & \int_{\Omega} Ez^2 \, d\omega & -\int_{\Omega} Eyz \, d\omega \\ 0 & -\int_{\Omega} Eyz \, d\omega & \int_{\Omega} Ey^2 \, d\omega \end{array} \right] \vec{\theta}$$

or $\int (y^2 + z^2) d\omega$ est le moment d'inertie polaire I_o de Ω par rapport à G

$\int z^2 d\omega$ est le moment d'inertie I_y par rapport à $G y$

$\int y^2 d\omega$ est le moment d'inertie I_x par rapport à $G z$.

Enfin $\int yz d\omega$ est nul puisque les axes $G y$ et $G z$ sont les axes principaux de l'ellipse d'inertie,

d'où la seconde intégrale

$$\begin{bmatrix} GI_o & 0 & 0 \\ 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & EI_x \end{bmatrix} \vec{0}$$

et l'égalité du moment résultant par rapport à G permet d'écrire

$$\vec{M} = \begin{bmatrix} GI_o & 0 & 0 \\ 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & EI_x \end{bmatrix} \vec{0}$$

V. DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE $\vec{\sigma}$ EN UN POINT m

Il vient

$$\vec{\sigma} = [\mathcal{E}] \lambda \vec{G} + [\mathcal{E}] (\vec{0} \wedge \vec{G'm'})$$

qu'on peut écrire

$$\vec{\sigma} = [\mathcal{E}] \frac{1}{\Omega} [\mathcal{E}]^{-1} \vec{R} + [\mathcal{E}] \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} GI_o & 0 & 0 \\ 0 & EI_y & 0 \\ 0 & 0 & EI_x \end{bmatrix}^{-1} \vec{M}$$

$$\vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + [\mathcal{E}] \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI_y & 0 & 0 \\ 0 & GI_o & 0 \\ 0 & 0 & EI_x \end{bmatrix}^{-1} \vec{M}$$

$$\vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + [\mathcal{E}] \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI_y & 0 & 0 \\ 0 & GI_o & 0 \\ 0 & 0 & EI_x \end{bmatrix}^{-1} \vec{M}$$

$$\text{or } [\mathcal{E}] \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = 1$$

$$\text{d'où } \vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \vec{M}$$

formule à rapprocher de

$$n = \frac{N}{\Omega} + \frac{\nu M}{I}$$

Nous pouvons remarquer que

$$\begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \vec{M}$$

vaut

$$\left(\begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \vec{M} \right) \wedge \vec{Gm}$$

d'où une seconde écriture.

$$\vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + \left(\begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \vec{M} \right) \wedge \vec{Gm}$$

Généralisons la notion de matrices. Si nous considérons un ensemble quelconque E auquel différentes lois de composition donnent une certaine structure, on pourra définir un ensemble E' de matrices, tableaux de n lignes et p colonnes dont les termes seront les éléments de E.

Il sera possible alors de définir des lois de composition sur E' issues des lois de composition sur E. Ainsi considérons la formule :

$$\vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + \begin{bmatrix} 0 & z & -y' \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \vec{M}$$

nous pouvons l'écrire sous la forme

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

Le second membre de cette égalité définit une opération à effectuer sur les matrices

$$\left[\begin{array}{c} \\ \frac{1}{\Omega} \end{array} \left[\begin{array}{ccc} 0 & z & -y \\ -z & 0 & 0 \\ y & 0 & 0 \end{array} \right] \left[\begin{array}{ccc} \frac{1}{I_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{I_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{I_z} \end{array} \right] \right]$$

et

$$\left[\begin{array}{c} \vec{R} \\ \vec{M} \end{array} \right]$$

Cette opération sera une multiplication suivant la même règle que pour les matrices de nombres algébriques ou imaginaires :

$$\left[\begin{array}{cc} a & b \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} a' \\ b' \end{array} \right] = ab + a'b'.$$

La première matrice est une matrice de matrice. Il semble qu'elle comporte un défaut d'homogénéité puisque son premier terme est un nombre algébrique et son second une matrice.

En réalité il n'en est rien si l'on remarque que le terme $\frac{1}{\Omega}$ définit une transformation linéaire sur \vec{R} qui peut s'écrire $\left[\frac{1}{\Omega} \right] \left[\vec{R} \right]$, $\left[\frac{1}{\Omega} \right]$ étant une matrice à une ligne et une colonne.

La seconde matrice :

$$\left[\begin{array}{c} \vec{R} \\ \vec{M} \end{array} \right]$$

dont les termes sont la résultante générale et le moment résultant d'un système de vecteurs glissants, définit ce système appelé aussi torseur.

Nous pourrions désigner plus brièvement cette matrice sous la forme :

$$\left[\vec{\mathcal{C}} \right]$$

et l'appeler le torseur des forces et couples situés à gauche de la section.

De même la déformation dont les paramètres sont :

$$\vec{\lambda} = \frac{1}{\Omega} \left[\mathcal{E} \right]^{-1} \vec{R}$$

$$\vec{\theta} = \left[\begin{array}{ccc} \frac{1}{GI_o} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EI_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EI_z} \end{array} \right] \vec{M}$$

peut s'écrire

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & \left[\mathcal{E} \right]^{-1} & o \\ o & \begin{bmatrix} 1 & o & o \\ G I_o & o & o \\ o & \frac{1}{E I_y} & o \\ o & o & \frac{1}{E I_z} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

qu'on peut mettre sous la forme

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left[\mathcal{E} \right]^{-1} & o \\ o & \begin{bmatrix} 1 & o & o \\ G & o & o \\ o & 1 & o \\ o & o & 1 \\ o & o & E \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \begin{bmatrix} 1 & o & o \\ I_o & o & o \\ o & 1 & o \\ o & o & 1 \\ o & o & I_z \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

ou encore

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left[\mathcal{E}' \right]^{-1} & \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \left[\frac{1}{\tilde{J}} \right] \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

On retrouve une analogie avec la loi de Hooke

$$\varepsilon = E^{-1} \Omega^{-1} F$$

en posant :

$$\left[\mathcal{E}' \right] = \begin{bmatrix} \left[\mathcal{E} \right] & o \\ o & \begin{bmatrix} G & o & o \\ o & E & o \\ o & o & E \end{bmatrix} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} E & o & o \\ o & G & o \\ o & o & G \end{bmatrix} & o \\ o & \begin{bmatrix} G & o & o \\ o & E & o \\ o & o & E \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

et

$$\frac{1}{\tilde{J}} = \begin{bmatrix} 1 & o & o \\ I_o & 1 & o \\ o & I_y & o \\ o & o & 1 \\ o & o & I_z \end{bmatrix}$$

VI. TRAVAIL DES FORCES ÉLASTIQUES

Appliquons à un corps un système de forces et couples tel que le corps prenne un état d'équilibre. Pendant la déformation les forces intérieures engendrées (dites forces moléculaires) ont accompli un travail. Considérons une tranche du corps déterminée par deux sections droites infiniment voisines Ω et Ω' (fig. 3).

Soit $\begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$ les éléments de réduction en G des forces et couples situés à gauche de Ω

$$\text{De même soit : } - \begin{bmatrix} \vec{R} + d\vec{R} \\ \vec{M} + d\vec{M} \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} d\vec{R} \\ d\vec{M} \end{bmatrix}$$

les éléments de réduction des forces et couples situés à droite de Ω'

L'hypothèse de Bernouilli sur la planéité des sections implique l'égalité du travail des forces élastiques et du travail des forces et couples

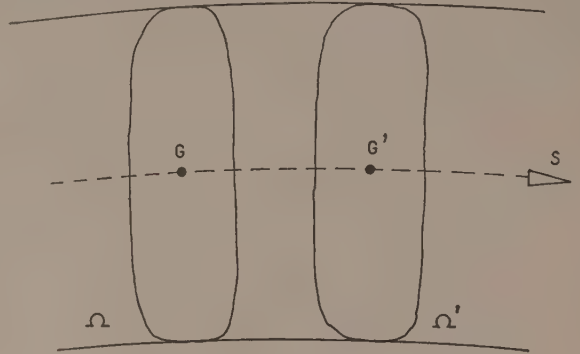


FIG. 3.

$$\begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \text{ et } - \left(\begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d\vec{R} \\ d\vec{M} \end{bmatrix} \right)$$

Les forces et couples sont deux à deux égaux et de sens contraire, aux infiniments petits près $d\vec{R}$ et $d\vec{M}$. Leur travail ne dépend donc que du déplacement relatif des deux sections Ω et Ω' . Soit :

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix}$$

le torseur des déplacements unitaires relatif à G dans un état intermédiaire de la déformation. Le déplacement relatif de Ω par rapport à Ω' a pour expression :

$$ds \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix}$$

dans l'état de déformation infiniment voisin ces paramètres deviennent

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} + d\vec{\lambda} \\ \vec{\theta} + d\vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix}$$

de sorte que dans le passage du premier état au second le déplacement relatif vaut

$$ds \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix}$$

Le travail des forces et couples extérieurs pendant ce passage vaut donc pour la tranche considérée :

$$d(\vec{d\mathcal{E}}) = \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} ds \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix}$$

Le point indiquant un produit scalaire des deux torseurs c'est-à-dire le produit matriciel

$$d(d\mathfrak{S}) = ds \begin{bmatrix} \vec{R} & \vec{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix}$$

or nous avons

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \frac{1}{J} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

d'où :

$$\begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Omega & o \\ o & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix}$$

on peut donc écrire

$$d(d\mathfrak{S}) = ds \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix} = ds \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Omega & o \\ o & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\vec{\lambda} \\ d\vec{\theta} \end{bmatrix}$$

En application de ce que nous avons vu précédemment on peut écrire :

$$d\mathfrak{S} = \frac{1}{2} ds \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Omega & o \\ o & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix}$$

ou encore :

$$d\mathfrak{S} = \frac{1}{2} ds \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \frac{1}{J} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Omega & o \\ o & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \frac{1}{J} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

ou encore toute simplification faite :

$$d\mathfrak{S} = \frac{1}{2} ds \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & \frac{1}{J} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

Posons :

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} \sqrt{E} & o & o \\ o & \sqrt{G} & o \\ o & o & \sqrt{G} \end{bmatrix} & o \\ o & \begin{bmatrix} \sqrt{G} & o & o \\ o & \sqrt{E} & o \\ o & o & \sqrt{E} \end{bmatrix} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{\frac{1}{2}}$$

Posons de même

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & 0 \\ 0 & \begin{bmatrix} \frac{1}{\sqrt{I_0}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\sqrt{I_y}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\sqrt{I_z}} \end{bmatrix} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix}$$

En remarquant que :

$$\begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathcal{E}}' \end{bmatrix}^{-\frac{1}{2}} \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-\frac{1}{2}} \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix}$$

On peut écrire

$$d\mathfrak{E} = \frac{1}{2} ds \left(\begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-\frac{1}{2}} \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \right)^2$$

En observant bien que le symbole .2, en exposant, exprime un carré scalaire. En passant, nous remarquerons l'identité formelle de cette relation avec les formules bien connues exprimant le travail des forces élastiques dans le cas d'une contrainte normale ou tangentielle

$$d\mathfrak{E} = \frac{1}{2} \frac{N^2}{E\Omega} ds \text{ ou } d\mathfrak{E} = \frac{1}{2} \frac{T^2}{G\Omega} ds$$

et dans le cas d'un moment de flexion :

$$d\mathfrak{E} = \frac{1}{2} \frac{M^2 y}{EI} ds$$

ou d'un moment de torsion :

$$d\mathfrak{E} = \frac{1}{2} \frac{M^2 x}{GI_0} ds$$

Et le travail des forces élastiques sera égal au travail des forces et couples extérieurs pour la tranche considérée changé de signe, d'où :

$$d\mathfrak{E}_e = -\frac{1}{2} ds \left(\begin{bmatrix} \mathcal{E}' \end{bmatrix}^{-\frac{1}{2}} \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & 0 \\ 0 & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \right)^2$$

VII. TABLEAU DES FORMULES ET RÉSULTATS

1° Représentation d'une matrice.

$$\begin{bmatrix} a & b & c \\ a' & b' & c' \\ a'' & b'' & c'' \end{bmatrix} \text{ ou } \begin{bmatrix} \mathcal{E} \end{bmatrix}$$

2° Représentation du vecteur \vec{V} par une matrice $[\vec{V}] = \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$

3° Transposée d'une matrice.

$$\begin{bmatrix} \tilde{a} & \tilde{b} & \tilde{c} \\ a' & b' & c' \\ a'' & b'' & c'' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & a' & a'' \\ b & b' & b'' \\ c & c' & c'' \end{bmatrix}$$

4° Représentation du torseur (R, M) par une matrice $\begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$

5° Représentation matricielle du produit scalaire de deux vecteurs.

$$\text{Soit } V(abc) \quad V'(a'b'c')$$

$$\vec{V} \cdot \vec{V}' = [a \ b \ c] \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix} = [a' \ b' \ c'] \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$$

$$\vec{V} \cdot \vec{V}' = [\tilde{V}] [\vec{V}'] = [\tilde{V}'] [\vec{V}]$$

6° Représentation matricielle du produit vectoriel de deux vecteurs.

$$\text{soit } V(abc) \text{ et } V'(abc)$$

$$\vec{V} \wedge \vec{V}' = \begin{bmatrix} 0 & -c & b \\ c & 0 & -a \\ -b & a & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a' \\ b' \\ c' \end{bmatrix}$$

ou encore

$$\vec{V} \wedge \vec{V}' = \begin{bmatrix} a & c' & -b' \\ -c' & 0 & a' \\ b' & -a' & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix}$$

7° Matrice \wedge (λ) d'un vecteur,

la matrice $\begin{bmatrix} \widehat{\vec{V}} \\ \vec{V} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & -c & b \\ c & 0 & -a \\ -b & a & 0 \end{bmatrix}$

construite à l'aide des composantes (abc) du vecteur \vec{V} sera dite matrice \wedge (λ) du vecteur \vec{V} . D'où une expression du produit vectoriel $\vec{V} \wedge \vec{V}'$

$$\vec{V} \wedge \vec{V}' = [\widehat{\vec{V}}] [\vec{V}'] = - [\vec{V}'] [\vec{V}]$$

8° Intégration d'un élément différentiel matriciel.

si
$$dP = a [\tilde{\vec{V}}] [A'] [d\vec{V}]$$

et si $[A']$ est symétrique, on a

$$P = \frac{a}{2} \left[\tilde{\vec{V}} \right] [A'] \left[\vec{V} \right] + C$$

C étant une constante.

Si l'on connaît une matrice $[A]$ telle que :

$$[A'] = [\tilde{A}] [A]$$

On peut poser

$$P = \frac{a}{2} \left([A] \left[\vec{V} \right] \right)^2$$

en remarquant bien que la notation \cdot^2 exprime un carré scalaire.

Si $[A']$ est une matrice diagonale et si $[A']^{\frac{1}{2}}$ représente la matrice diagonale dont les termes sont les racines carrées positives des termes de même ligne et de même colonne de $[A]$ on a :

$$[A] = [A']^{\frac{1}{2}}$$

et l'on peut écrire :

$$P = \frac{a}{2} \left([A']^{\frac{1}{2}} \left[\vec{V} \right] \right)^2$$

9° Loi de Hooke généralisée.

$\vec{\lambda}_m$ = déplacement du point m , $\vec{\sigma}_m$ = contrainte en m

$$\vec{\sigma}_m = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \vec{\lambda}_m$$

$$\text{avec } \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{E} \end{bmatrix}$$

10° Paramètres de la déformation.

\vec{R} et \vec{M} étant les éléments de réduction en G des forces et couples extérieurs situés à gauche $\vec{\lambda}_G$ étant la translation unitaire relative de la section définie par le point G et θ_G étant la rotation unitaire relative de la même section il vient :

$$\vec{\lambda}_G = \frac{1}{\Omega} \left[\mathcal{E} \right]^{-1} \vec{R}$$

$$\vec{\theta}_G = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ \bar{G}I_\theta & 1 & 0 \\ 0 & EI_x & 1 \\ 0 & 0 & EI_z \end{bmatrix} \vec{M}$$

On peut encore écrire, en posant

$$\begin{bmatrix} J \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_o & o & o \\ o & I_y & o \\ o & o & I_z \end{bmatrix} \quad (\text{matrice moment d'inertie})$$

$$\begin{bmatrix} \vec{\lambda} \\ \vec{\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} & o \\ o & [J]^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

11° Contrainte en un point.

$$\vec{\sigma} = \frac{\vec{R}}{\Omega} + \begin{bmatrix} o & z & -y \\ -z & o & o \\ y & o & o \end{bmatrix} \begin{bmatrix} J \end{bmatrix}^{-1} \vec{M}$$

ou encore

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} o & z & -y \\ -z & o & o \\ y & o & o \end{bmatrix} \begin{bmatrix} J \end{bmatrix}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix}$$

12° Travail des forces élastiques.

Posons

$$\begin{bmatrix} \varepsilon' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} E & o & o \\ o & G & o \\ o & o & G \end{bmatrix} & o \\ o & \begin{bmatrix} G & o & o \\ o & E & o \\ o & o & E \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$

il vient

$$d\mathfrak{E}_e = \frac{1}{2} ds \left(\begin{bmatrix} \varepsilon' \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{\Omega}\right)^{\frac{1}{2}} & o \\ o & \left[\frac{1}{J}\right]^{\frac{1}{2}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{R} \\ \vec{M} \end{bmatrix} \right)^2$$

(Reproduction interdite.)

FÉVRIER 1959

Douzième Année, N° 134

Série : ESSAIS ET MESURES (42)

ÉTUDES AÉRODYNAMIQUES

I

TOUR DE RÉFRIGÉRATION HYPERBOLIQUE

par **M. R. PRIS,**

Ingénieur E. C. P.

Ingénieur-Docteur de l'Université de Paris,
Conseiller technique auprès de l'Institut Technique
du Bâtiment et des Travaux Publics

RÉSUMÉ

La mesure de la traînée, ainsi que celle des pressions sur les parois d'un réfrigérant hyperbolique ont été faites au Laboratoire Aérodynamique Eiffel sur modèle réduit au $1/7000^e$; le dispositif de distribution d'eau n'était pas figuré. Il a été tenu compte des effets de la rugosité superficielle sur la valeur des pressions, ainsi que de l'effet de similitude; ce dernier est sensiblement nul. Certaines pressions intérieures ont été également mesurées et une évaluation de la résistance des mâts supports a été obtenue. Enfin, il a été procédé au niveau supérieur à la visualisation des courants intérieurs et extérieurs; on voit qu'il n'existe pas de vents plongeants à ce niveau.

SUMMARY

Measurements of drag as well as of wind pressures were made on a $1/7000$ scale model of a hyperbolic cooling tower at the Eiffel Aerodynamic Laboratory. The model did not include a water distribution system. The effect of surface roughness on wind pressures was taken into account as well as the effect of similitude which approaches zero. Certain internal pressures were also measured and values were obtained for the strength of support columns. A visual rendering of internal and external air currents was obtained at the upper level and it is seen that there are no dip winds at this level.

AVANT-PROPOS

En mars 1947 nous commentions, sous la haute autorité de M. Caquot, Président de la Commission, « Les Nouvelles Règles françaises relatives à l'action de la neige et du vent sur les constructions ». Ces règles, dites NV 46, s'efforçaient de traduire sous une forme applicable dans les bureaux d'études un ensemble de phénomènes très complexes, afin de déterminer les forces agissant sur une construction donnée. Établies en partant d'essais effectués au laboratoire aérodynamique sur modèles réduits, elles ont remplacé les règlements appliqués jusqu'alors, trop succincts, sinon erronés.

La documentation existant à cette époque dans les bibliothèques spécialisées s'adressait surtout aux constructeurs d'avions. Comme il n'existe pas de cloison étanche entre l'aérodynamique de l'avion et celle applicable au bâtiment, l'utilisation tout au moins partielle de ces données fut indispensable car en 1946 les études systématiques concernant le bâtiment ne portaient que sur un nombre limité de formes simples.

Longuement discutées au sein d'une Commission qui ne les élaborait pas toujours sans scrupules, car de nombreuses certitudes faisaient défaut, ces règles bouleversaient des habitudes acquises. Aussi il avait été convenu qu'après un délai suffisamment long cette première édition serait revue. La rédaction devait être modifiée compte tenu :

1° des données complémentaires recueillies en aérodynamique, en météorologie ou en science de la construction liée aux phénomènes climatiques,

2° des observations présentées par les utilisateurs.

Sur le premier point, malheureusement, faute de personnel et de fonds, le programme tracé pour dix ans dans nos conclusions de mars 1947, n'a pu être rempli, surtout en météorologie et en études sur des constructions réelles.

Sur le deuxième point une enquête a été menée en 1955 par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Après examen des réponses qui lui sont parvenues une nouvelle Commission de rédaction a été créée et des recherches aérodynamiques supplémentaires ont été prévues dans le but de préciser certaines instructions.

Étant donné les résultats obtenus à l'heure actuelle, la Commission a estimé que les études aérodynamiques ainsi entreprises devaient être portées, avant la parution de la nouvelle édition des Règles, à la connaissance des utilisateurs, sous la forme de rapports techniques lesquels, seuls, permettent de porter un jugement valable sur les points suivants :

- les raisons qui ont déterminé l'établissement du programme des recherches ;
- les difficultés auxquelles s'est heurtée l'expérimentation ;
- l'utilisation par la Commission des résultats obtenus.

Nous espérons pouvoir publier également, grâce à l'autorisation des auteurs, les essais effectués sur des constructions spéciales : remises à machines, bâtiments-tours, palais d'exposition, etc...

La publication intégrale de toutes ces études et essais devrait intéresser les constructeurs ainsi que les techniciens de la mécanique des fluides dont l'aérodynamique du bâtiment constitue une branche prenant chaque année une plus grande importance. En ce qui concerne les constructeurs, étant donné l'évolution vers des formes de plus en plus audacieuses conjuguée avec une recherche de plus en plus poussée de l'économie par une utilisation judicieuse des matériaux, il devient nécessaire qu'ils puissent disposer d'une documentation toujours plus étendue et plus précise concernant les forces agissantes et la détermination des contraintes. Or, pour certains types de structure, les surcharges climatiques et le vent en particulier interviennent souvent pour une très grande part dans cette détermination.

Dans ce domaine l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics ainsi que le Centre d'Études Supérieures se doivent de poursuivre leur effort dans la ligne d'information et d'enseignement qui a toujours été la leur et dont nous devons leur être reconnaissants.

N. ESQUILLAN

Président de la Commission des Règles Neige et Vent.

EXPOSÉ DE M. PRIS

INTRODUCTION

L'étude aérodynamique d'un réfrigérant hyperbolique a été effectuée d'après les plans et avec la participation financière des Établissements Mouchel et Partners. Cette étude a porté sur les points suivants :

— Mesure des pressions dues à l'action du vent sur les parois extérieures;

— Mesure des pressions en certains points de la paroi intérieure;

— Mesure de la traînée globale et localisation de cette traînée;

— Évaluation de la traînée d'ensemble des mâts supports;

— Visualisation des courants extérieurs et intérieurs au niveau supérieur ($Z = 75$ m) (fig. 1).

Le dispositif de distribution d'eau n'était pas figuré.

L'hyperbole génératrice a pour expression :

$$R = 0,45 \sqrt{Z^2 + 1600}$$

— R rayon au niveau Z

— Z niveau considéré pris à partir de celui du col, à 70 m au-dessus du sol.

Le niveau inférieur est à la cote 5,50 m et le niveau supérieur à la cote 75 m. L'ensemble est supporté par des mâts cylindriques.

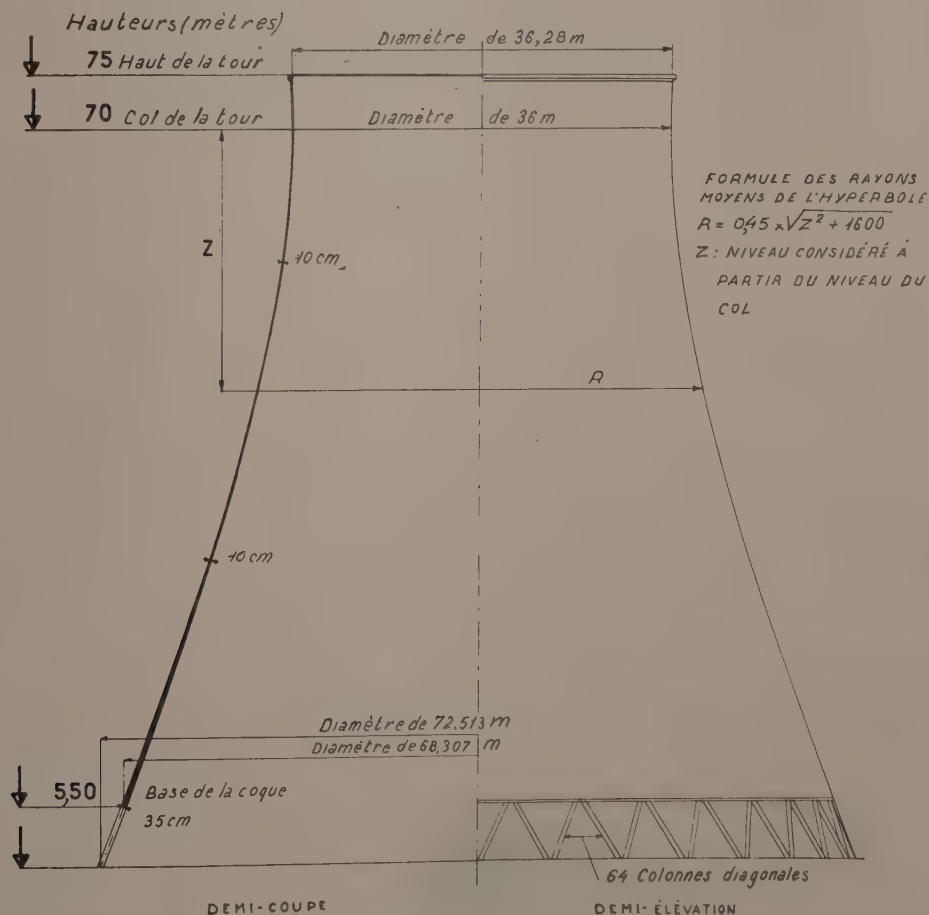


FIG. 1. — Profil du réfrigérant de 18 000 m³/h.



(Photo G. H. Lévêque, Paris.)

FIG. 2. — Réfrigérant de 18 000 m³/h.

Maquette-échelle $\frac{7}{1\ 000}$.

Rayon de la génératrice hyperbolique R mètres à la hauteur H :

$$R = 0,45 \sqrt{H^2 + 1\ 600} \text{ (vraie grandeur)}$$

$$H = (70 - Z) \text{ m}$$

$$Z = \text{hauteur au-dessus du sol}$$

$$H_0 = 70, \text{ hauteur du col.}$$

Les mâts supports ont été remplacés par un anneau perforé. L'ensemble avec le disque de base est monté sur un plancher formant sol à la cote

$$Z = 0.$$

On distingue l'emplacement des prises de pression.

La maquette est construite en bois tourné à l'échelle $\frac{7}{1000}$ (fig. 2). Pour des raisons de similitude les mâts n'ont pas été représentés; ils sont remplacés par une couronne métallique ajourée.

Il a été tenu compte pour l'exécution de ces essais des résultats obtenus précédemment concernant l'« Etude aérodynamique des réservoirs et des cheminées. Influence de la rugosité et de la nervuration sur la résistance aérodynamique des cylindres », laquelle fera l'objet d'une prochaine publication. Il a été démontré que :

— la part due au frottement dans la résistance des cylindres rugueux est très faible; elle est de l'ordre de 2% au maximum de la résistance totale.

— l'augmentation de la résistance des cylindres avec la rugosité superficielle est due en presque totalité à la déformation du diagramme des pressions et au déplacement du point de décollement.

— On obtient des valeurs constantes pour le coefficient de résistance des cylindres rugueux lorsque le nombre de

Reynolds atteint ou dépasse la valeur $R_0 = 6 \times 10^5$ m²/s et le produit $V \times D = \text{Vitesse} \times \text{Diamètre}$ dépasse 8 m²/s. Cette valeur convient pour les faibles rugosités (contreplaqué poncé); la rugosité relative du ciment lisse est plus importante et la similitude est alors obtenue à partir de $V \times D$ égal à 5 ou 6 m²/s.

Les diagrammes de pression ne peuvent donc être établis qu'en fonction de la rugosité superficielle et, comme celle-ci ne peut être reproduite avec exactitude, deux séries de mesures ont été effectuées, entre lesquelles on obtiendra, par interpolation, le diagramme des pressions correspondant à la vraie grandeur.

Il est rappelé que les pressions aux différents niveaux Z sur le réfrigérant en vraie grandeur :

$$p = c \times q = c \times \frac{V^2}{16}$$

doivent être calculés en tenant compte de la vitesse du vent à ces différents niveaux.

I. — ORGANISATION DES ESSAIS

Les pressions superficielles ont été mesurées sur le corps du réfrigérant, compte tenu de l'influence de la rugosité et de l'effet de similitude.

Rugosité.

Elle ne peut être définie par un chiffre, en particulier dans le domaine de la construction, par suite de son irrégularité et de son évolution dans le temps sous l'action des agents atmosphériques. Les essais ont donc été effectués pour deux états de surface, l'un moins rugueux, l'autre d'une rugosité supérieure à celle existant réellement. L'examen des courbes de pression représentées

fig. 9 à 28 montre que le constructeur peut alors déterminer avec précision la courbe intermédiaire des pressions qu'il utilisera, compte tenu des impératifs auxquels il doit satisfaire : procédé de construction, durée de l'ouvrage, etc.

Similitude.

La vitesse du courant en soufflerie étant de 28 m/s, on a obtenu sur la maquette :

- au sommet, $D = 0,25$ m et $V \times D = 7,1$
- à la base, $D = 0,476$ m et $V \times D = 12$.

La similitude maquette-vraie grandeur est donc réalisée en ce qui regarde le corps du réfrigérant. Elle ne peut l'être en ce qui regarde les mâts supports et le dispositif de distribution de l'eau à refroidir; ceux-ci peuvent avoir un effet d'interaction sur les pressions à la base de l'hyperboloïde du fait de l'obstacle important qu'ils opposent au passage du vent local. Cet ensemble a été remplacé par le montage décrit ci-après.

Maquette et soufflerie. Essais prévus.

Maquette. — La maquette est établie en bois tourné (fig. 2) l'épaisseur de la paroi est de 1 cm environ

- Hauteur de la base : $Z = 38,5$ mm
- Hauteur du sommet : $Z = 525$ mm.

Elle est supportée par un anneau métallique muni d'ouvertures dont la surface totale est les deux tiers de celle de l'anneau. Seize prises de pression sont prévues dans un même plan vertical (fig. 2 et 3). La traînée du réfrigérant peut être obtenue par sommation des efforts locaux, projetés sur la direction du vent.

La maquette est montée sur un plan horizontal de dimension suffisante pour représenter un sol d'étendue infinie. L'ensemble tourne autour de l'axe vertical de symétrie et la commande permet de mesurer l'angle α de la direction du courant avec le plan des prises de pression. Celles-ci sont reliées aux tubes d'un multi-manomètre incliné (fig. 4) faisant l'objet d'une prise de vue pour chaque valeur de l'angle α . La pression dynamique q est liée à la vitesse de la soufflerie par la formule :

$$q = \frac{V^2}{16}$$

Les coefficients ponctuels c donnés par les courbes des figures 9 à 24 ont pour valeur :

$$c = \frac{p}{V^2} = \frac{p}{16q}$$

avec :

$$q = \frac{V^2}{16} = 0,0625 V^2 \text{ kg/m}^2.$$

— V vitesse du vent

— p pression ponctuelle en kg/m^2

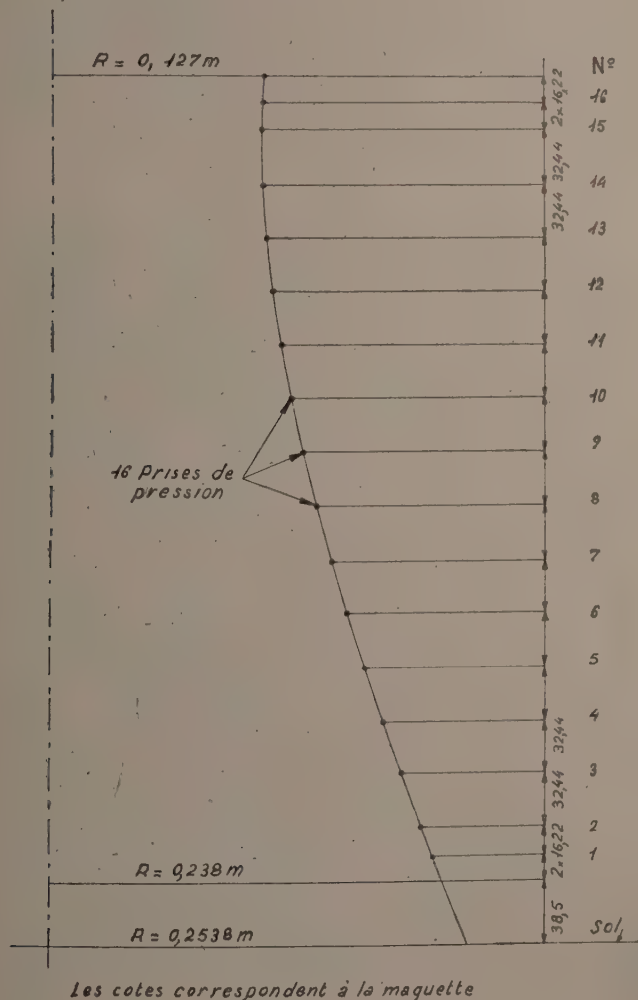


FIG. 3. — Tour de réfrigération. Mesure des pressions.

La valeur du rapport $\frac{p}{q}$ est relevée directement sur les épreuves photographiques dont certaines ont été données en exemple figures 5 à 8. On mesure les dénivellations des tubes mesurant p et q et l'on en fait le rapport. Il est à remarquer que la valeur maximum du coefficient c sera ici :

$$c = \frac{p}{\sqrt{2}} = 0,0625$$

correspondant à la valeur maximum de $\frac{p}{q}$ laquelle, par définition, est égale à l'unité.

Essais prévus.

1. Relevé des pressions extérieures pour deux états de surface :

- surface en bois tourné et poncé, à faible rugosité;
- surface recouverte de sciure de bois collée, à forte rugosité.

La hauteur moyenne des grains peut être évaluée à 0,5 mm ou 0,33 mm.



(Photo G. H. Lévêque, Paris.)

FIG. 4. — Laboratoire Eiffel — Multimanomètre
Chaque prise de pression est reliée à l'un des tubes inclinés.
L'ensemble des tubes est photographié; l'appareil est visible à la partie supérieure du montage.



FIG. 5. — Réfrigérant. Surface unie. $\alpha = 0^\circ$
— Enregistrement des pressions (Tubes 1 à 16)
— Enregistrement de la pression dynamique q (Tube 61).
Les niveaux baissent pour les surpressions et montent pour les dépressions.



FIG. 6. — Réfrigérant. Surface unie. $\alpha = 90^\circ$
Les pressions peuvent être comparées avec celles de la figure 5.



FIG. 7. — Réfrigérant. Surface unie
 $\alpha = 180^\circ$

Les pressions peuvent être comparées avec celles des figures 5 et 6.

2. Relevé des pressions intérieures.

Il n'est pas assuré, de prime abord, que les pressions intérieures ne donneront pas lieu à une résultante dont la valeur serait à ajouter algébriquement à celle due aux pressions extérieures. Ce résultat aurait pour cause la présence de nombreux obstacles à l'écoulement de l'air au passage de la section inférieure du réfrigérant. Il est



FIG. 8. — Réfrigérant. Surface rugueuse
 $\alpha = 90^\circ$

Les pressions peuvent être comparées avec celles de la figure 6. Les dépressions sont moins intenses avec la surface rugueuse.

nécessaire de déterminer l'importance relative de la traînée intérieure.

3. Mesure de la vitesse du courant à mi-hauteur des mâts supports ($Z = 20$ mm), autour et au contact de l'anneau métallique supportant la maquette en vue de la détermination de la résistance aérodynamique des mâts.

II. — RÉSULTATS OBTENUS

Pressions extérieures (fig. 9 à 24).

Les courbes donnent la valeur des coefficients de pression extérieure c pour chacune des prises 1 à 16 en fonction de l'angle α . Les valeurs numériques sont inscrites le long des courbes.

Remarques

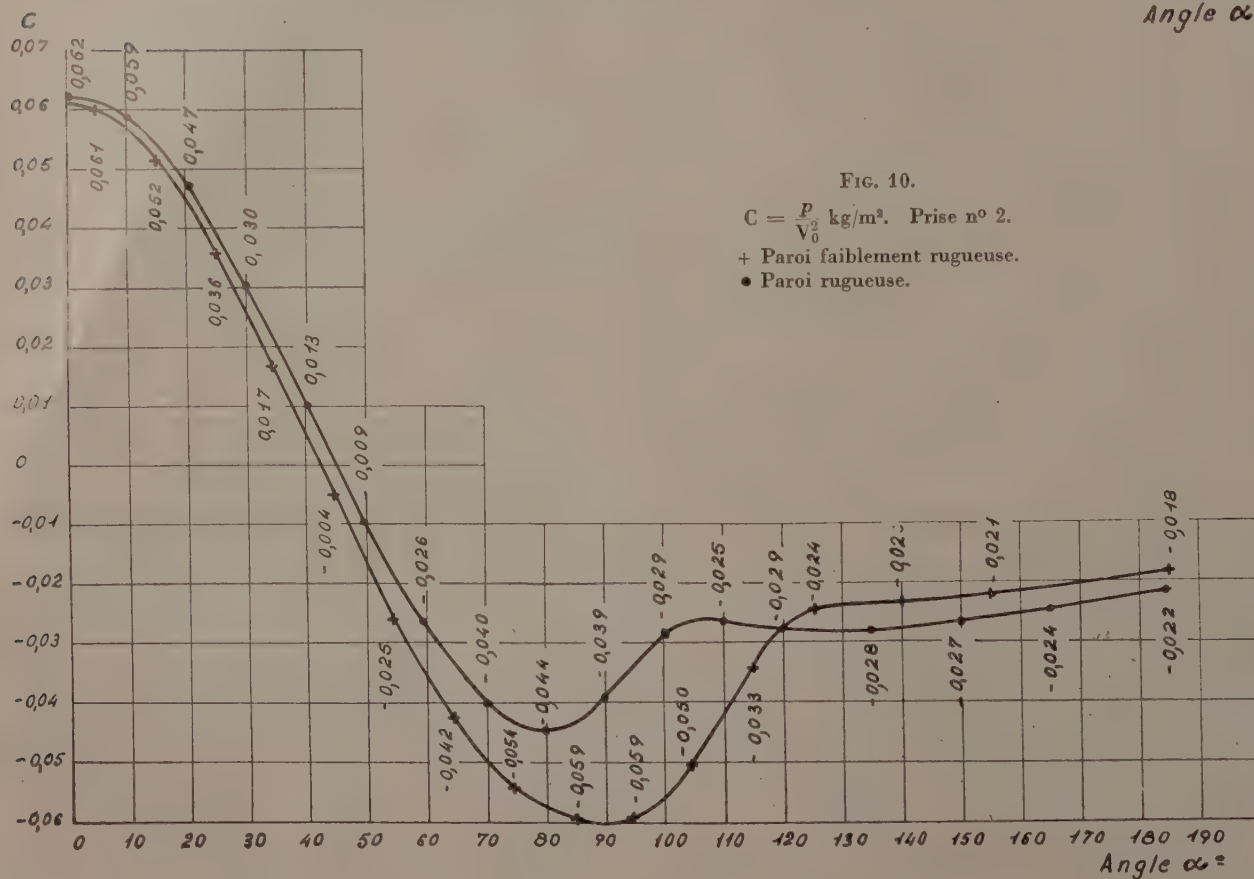
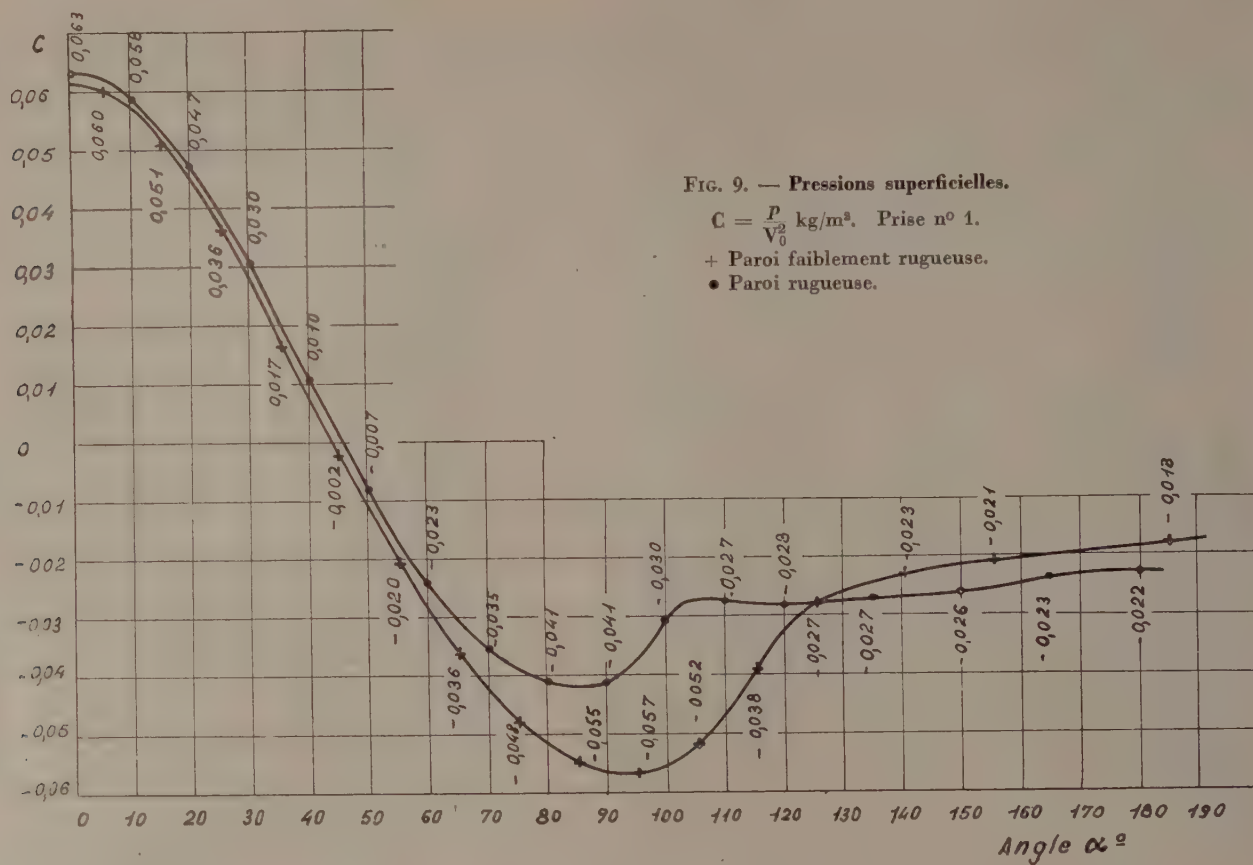
1. A la valeur unité maximum que peut atteindre le rapport $\frac{p}{q}$, correspondra sur les courbes précédentes la valeur :

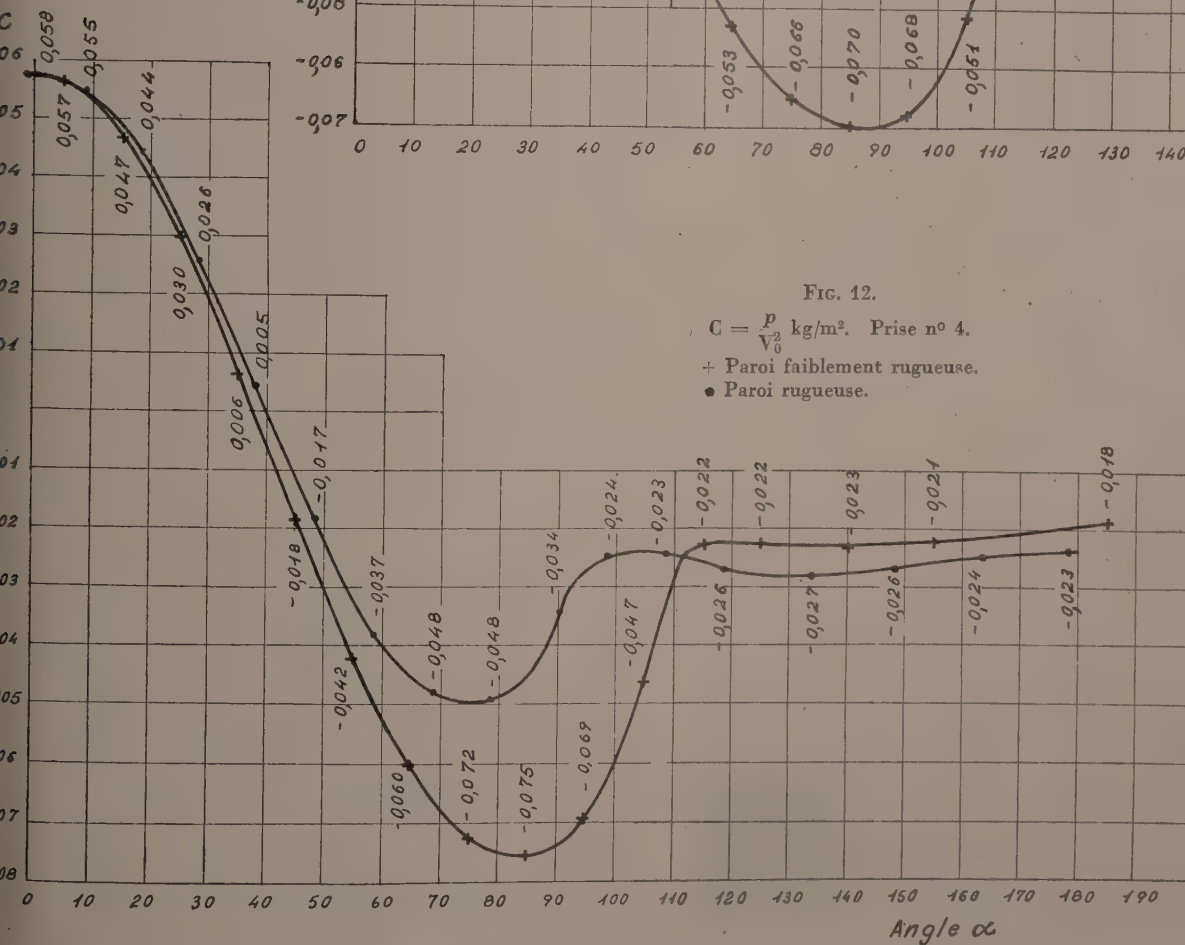
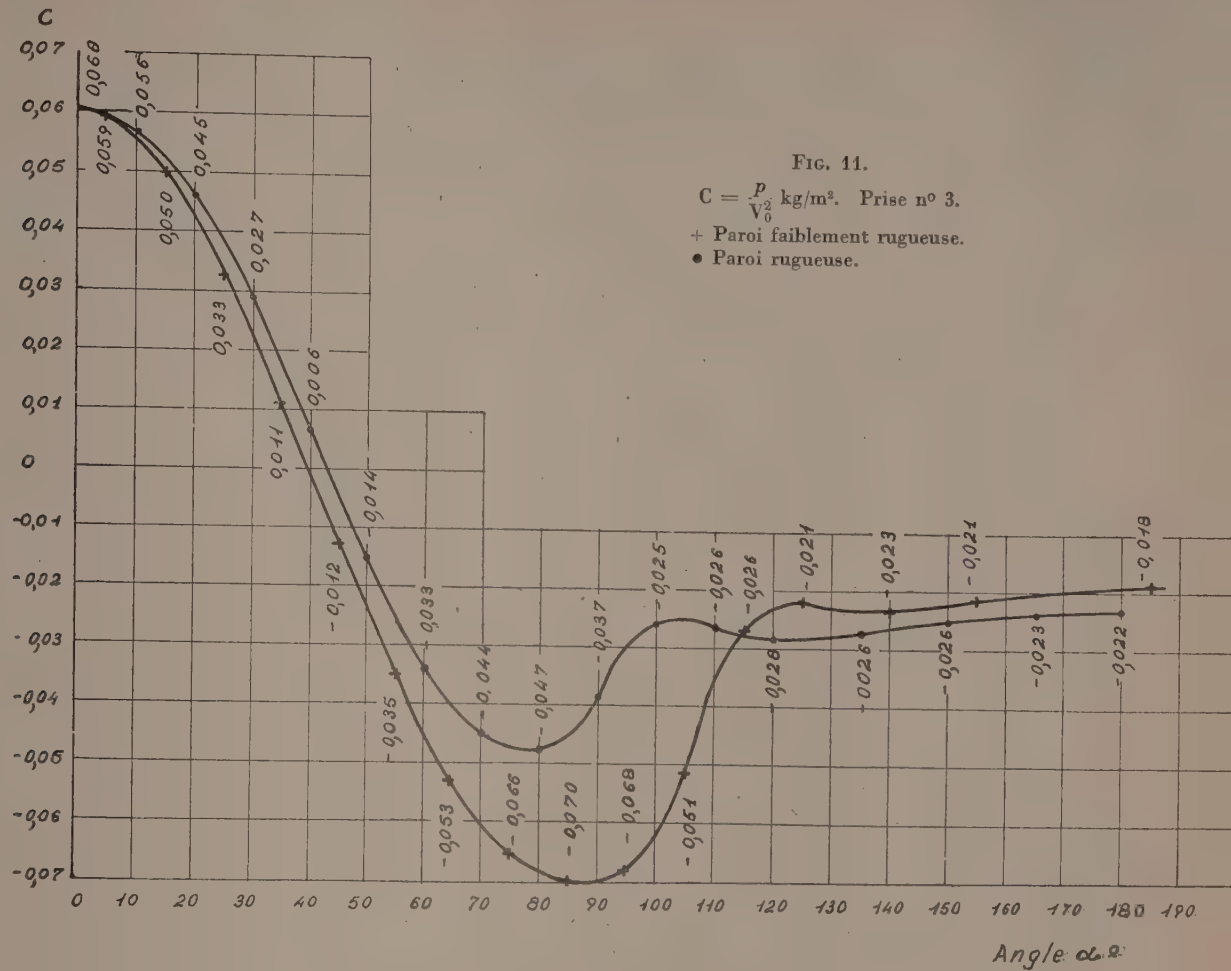
$$c = \frac{p}{V^2} = \frac{p}{16 \times q} = 0,0625.$$

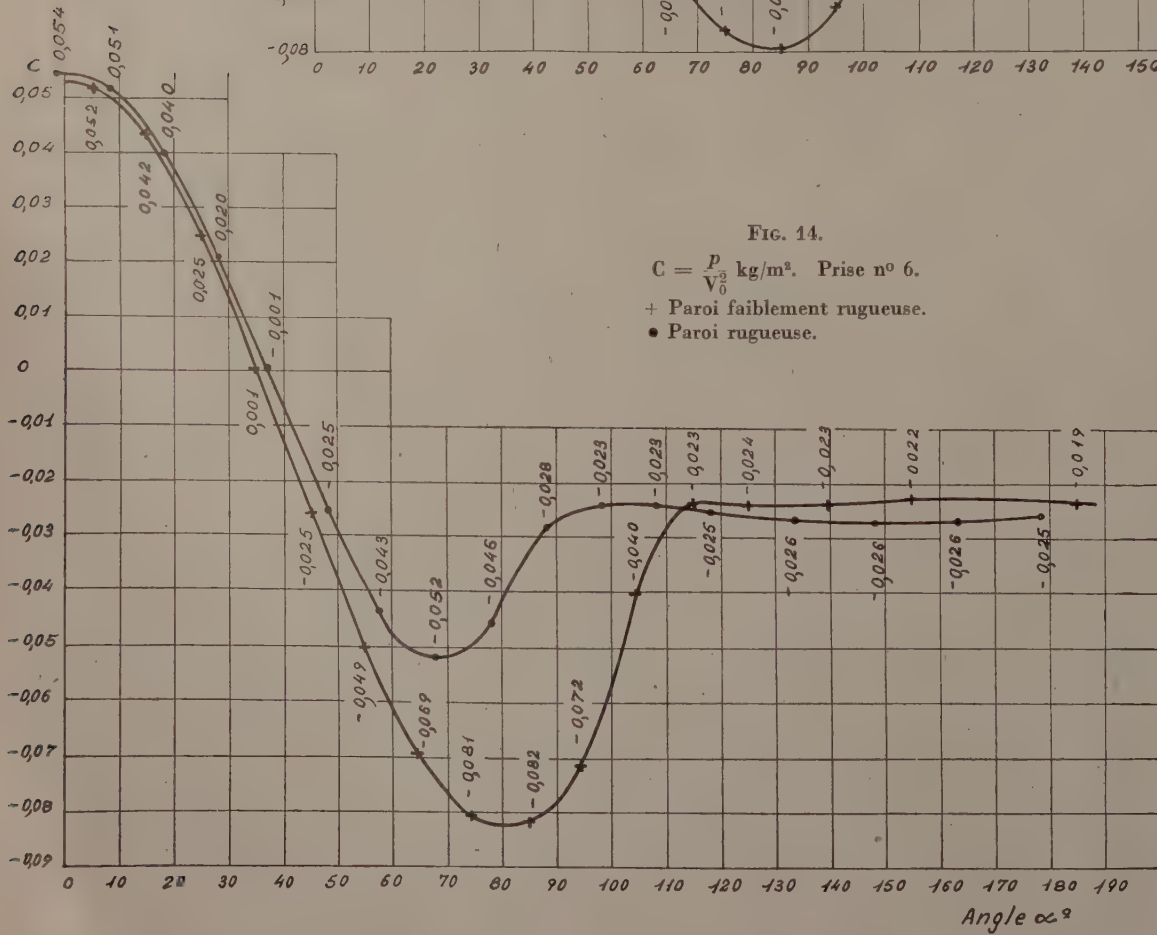
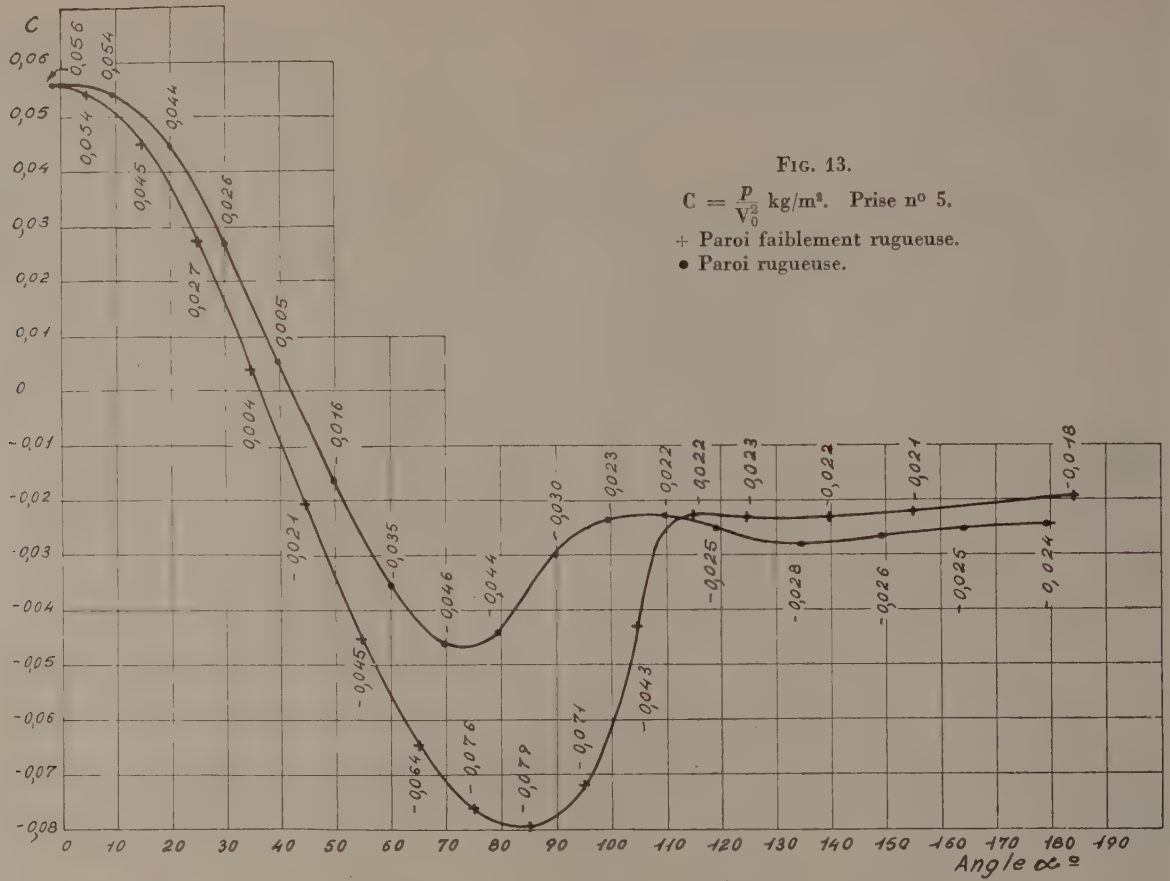
On voit que, dans le cas présent, ce maximum n'est atteint que pour $\alpha = 0^\circ$ et pour les seules prises 1 et 2. Le coefficient a une valeur moindre en tous les autres points, même pour $\alpha = 0^\circ$, du fait de la présence du sol et de la non-verticalité de la paroi.

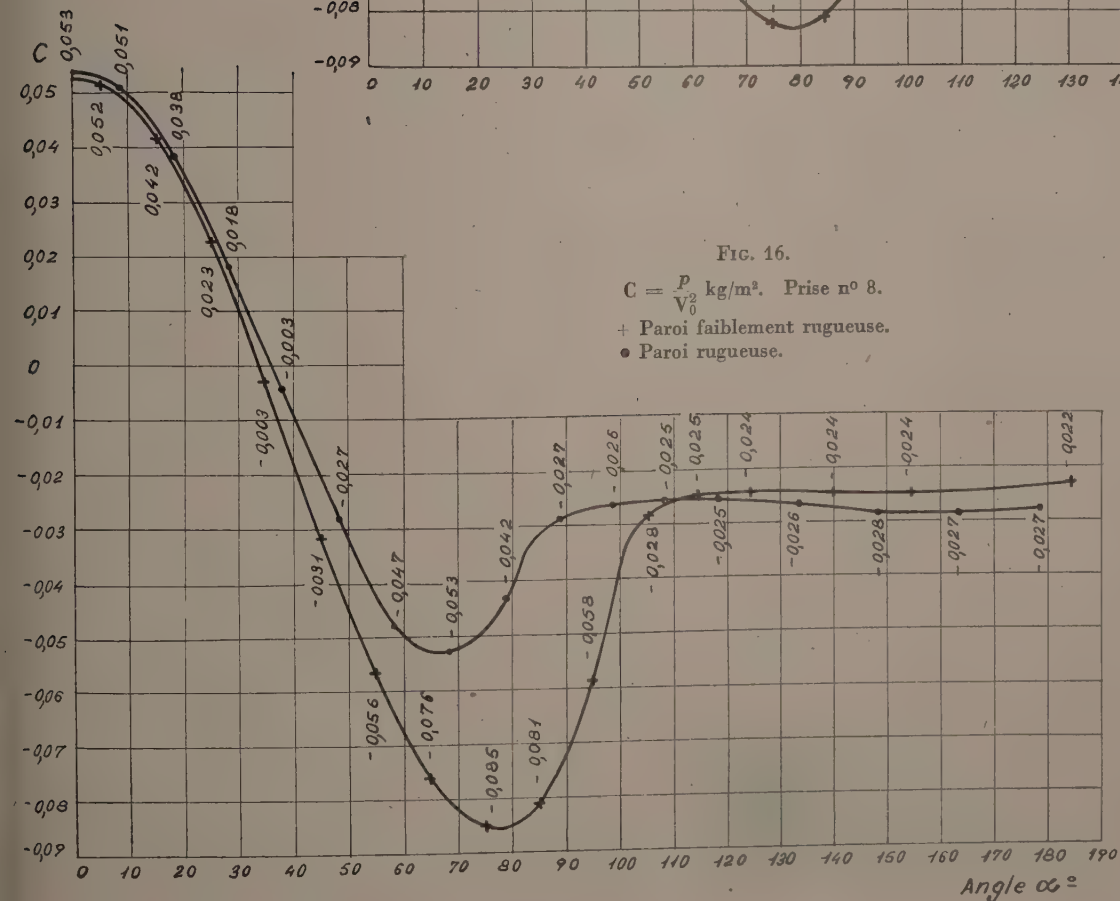
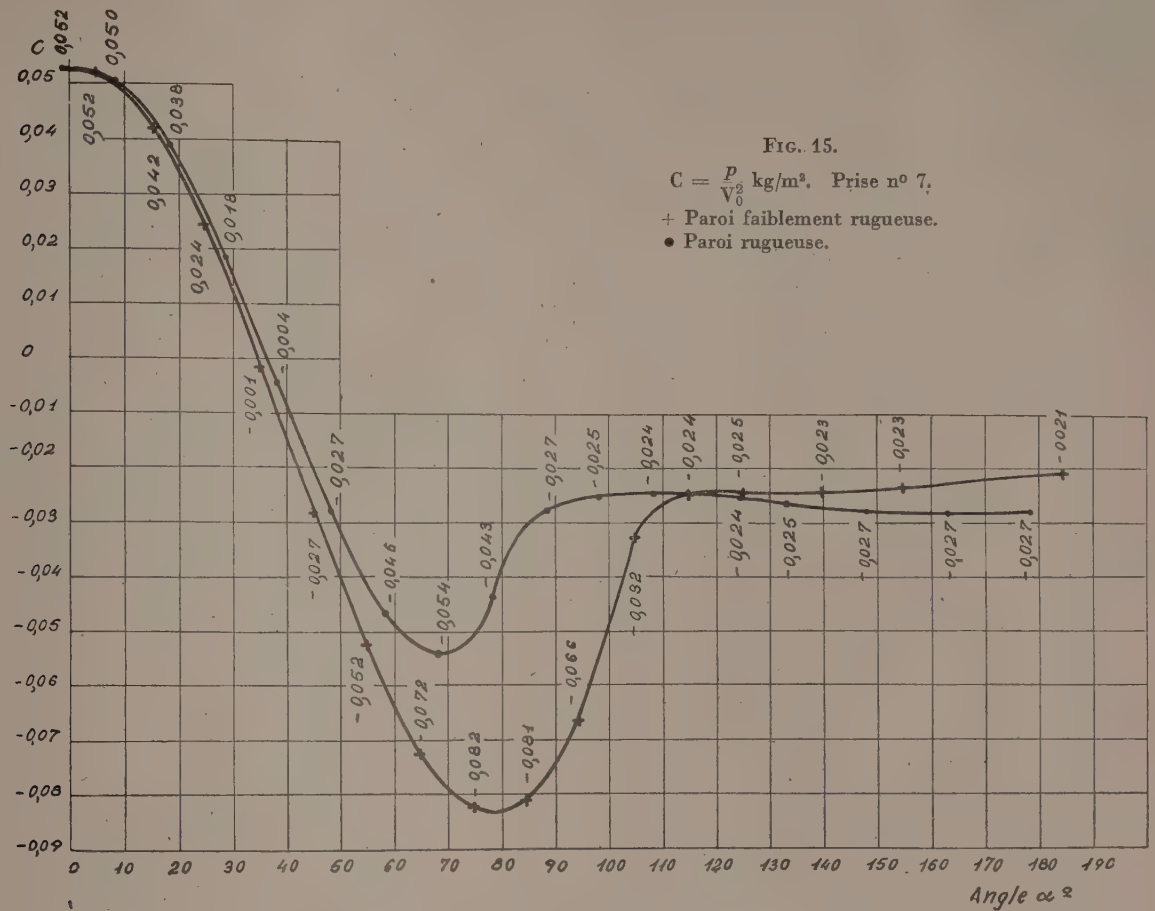
2. De même que pour les cylindres, la rugosité a pour effet :

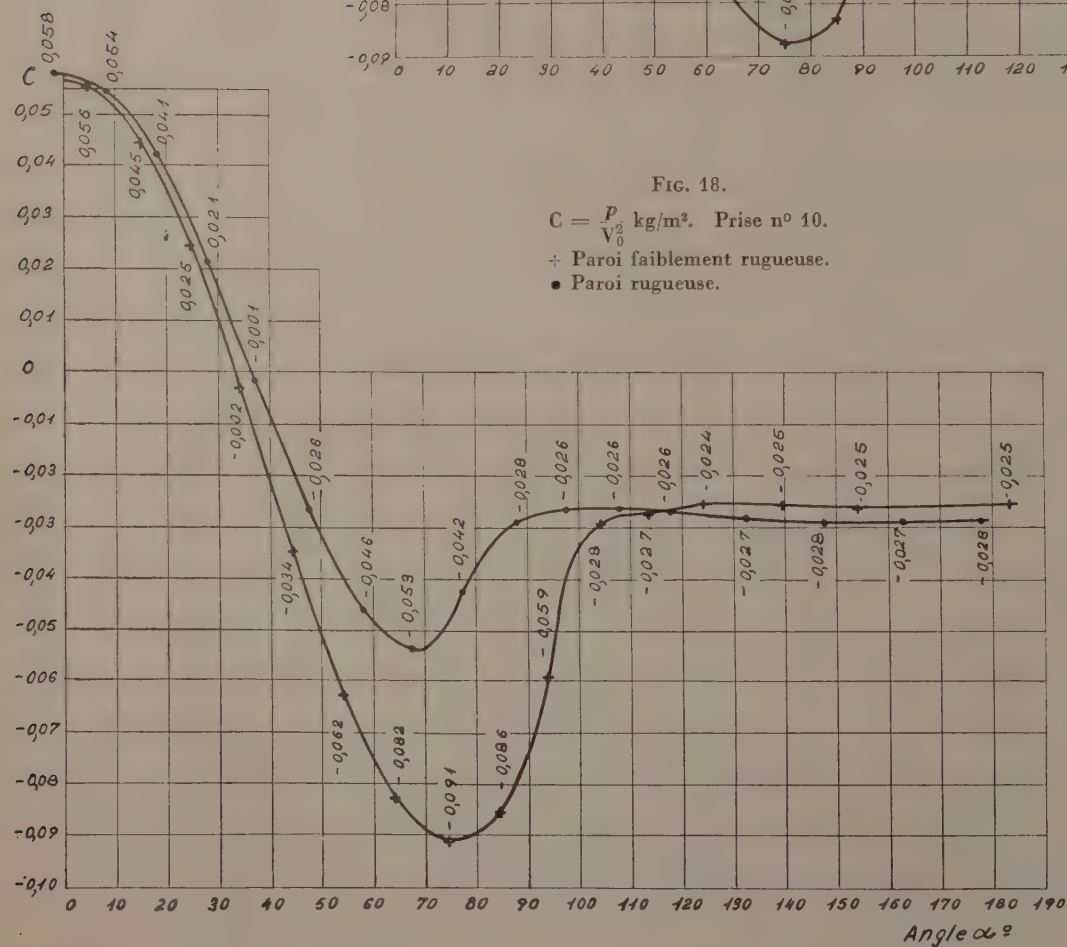
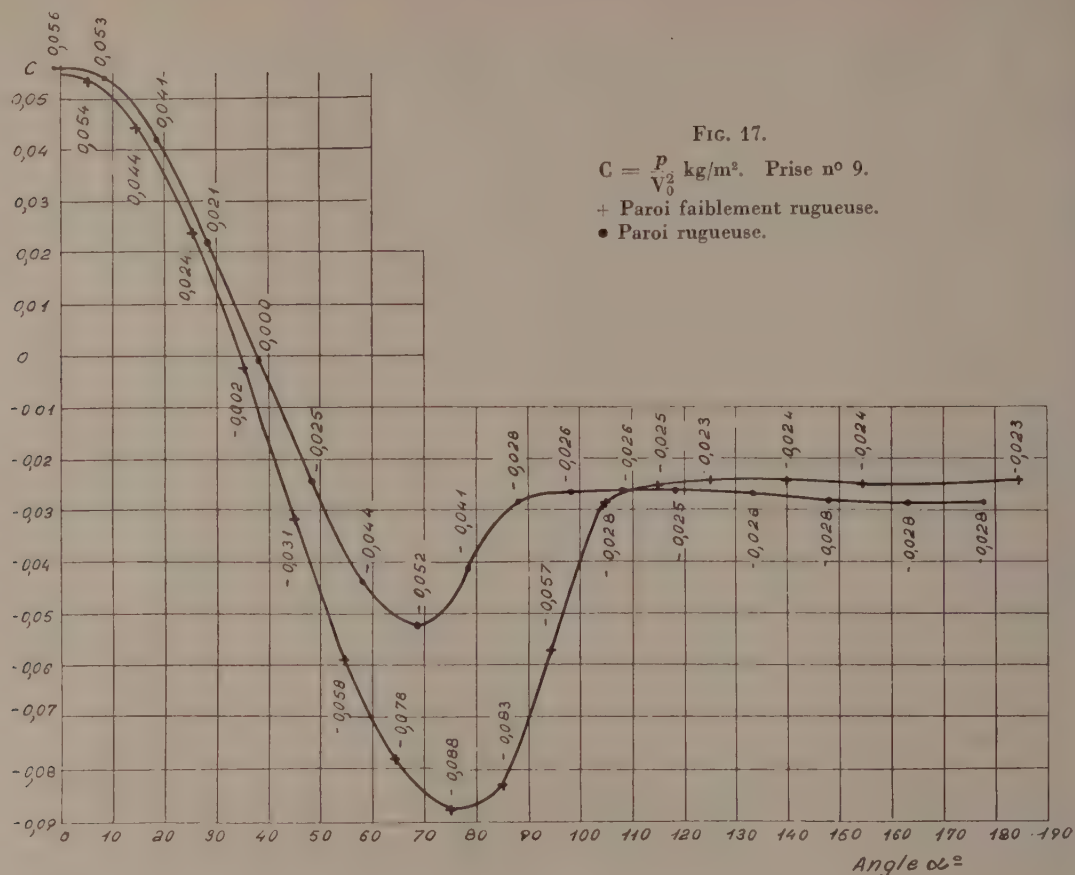
— d'augmenter la valeur des surpressions amont, entre $\alpha = 0^\circ$ et $\alpha = 40^\circ$ (courbes fig. 9 à 24).

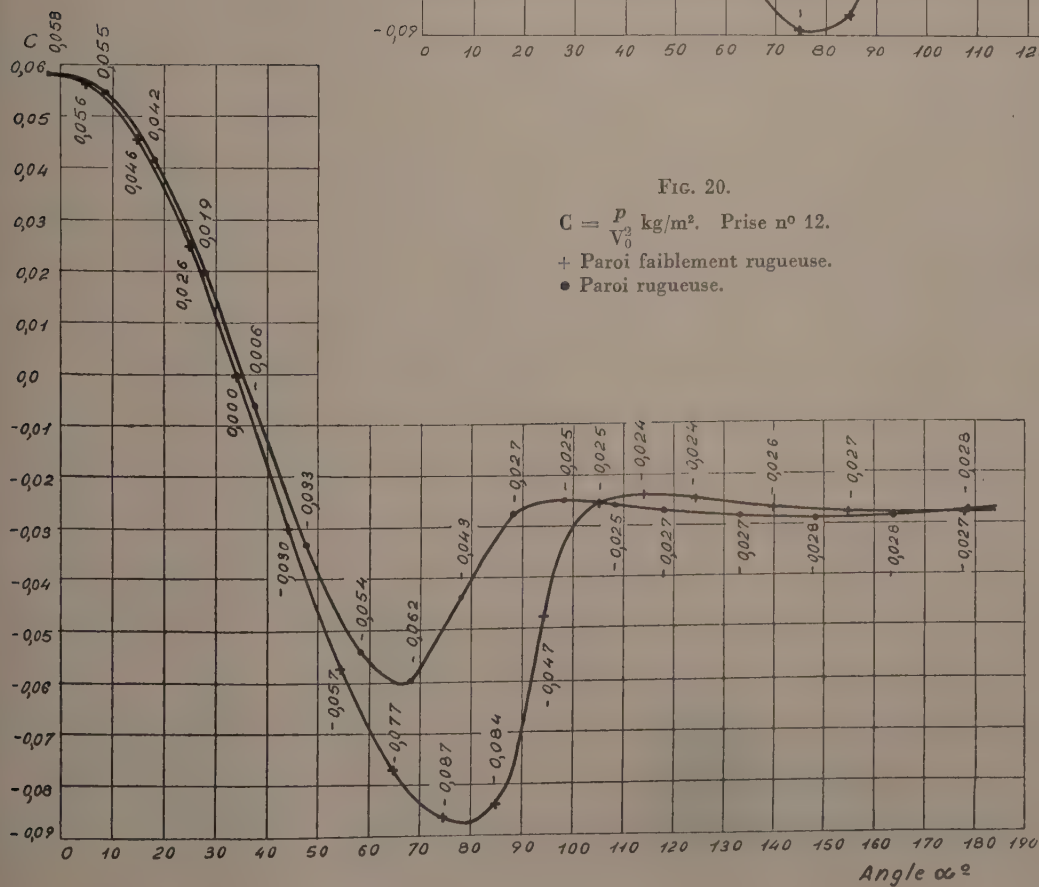
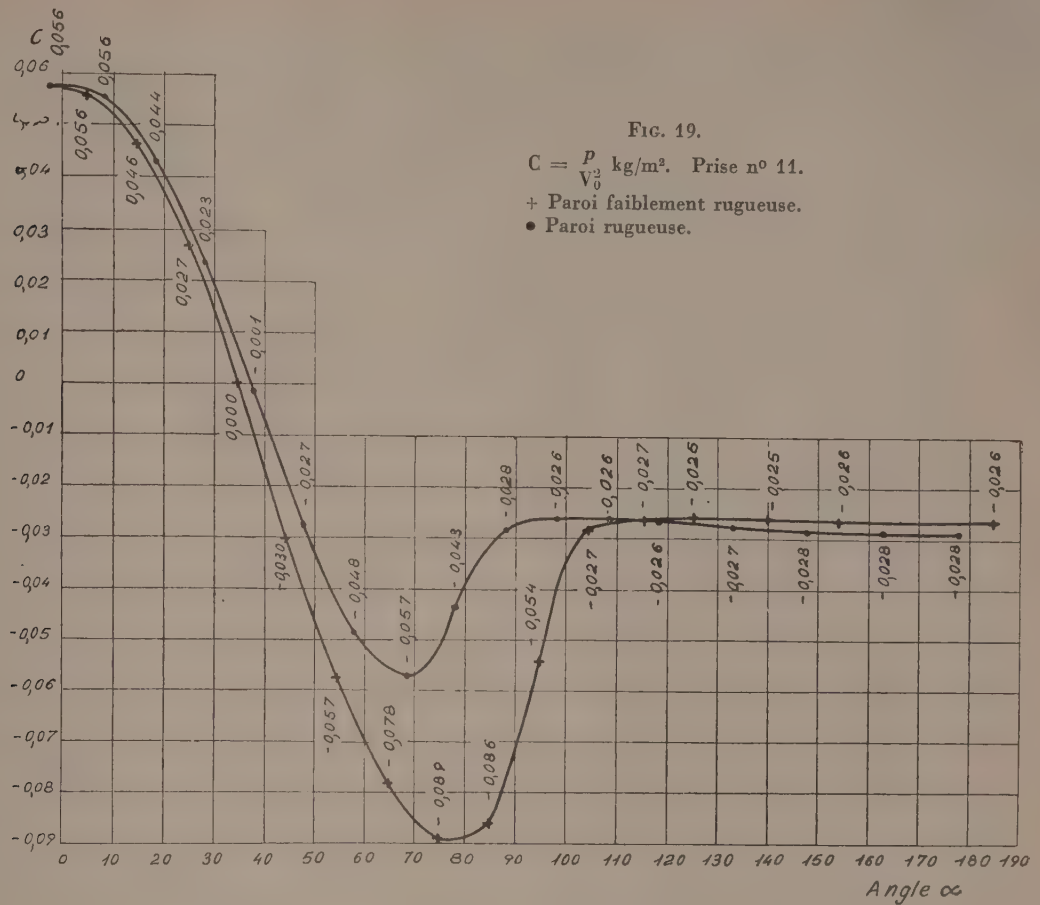


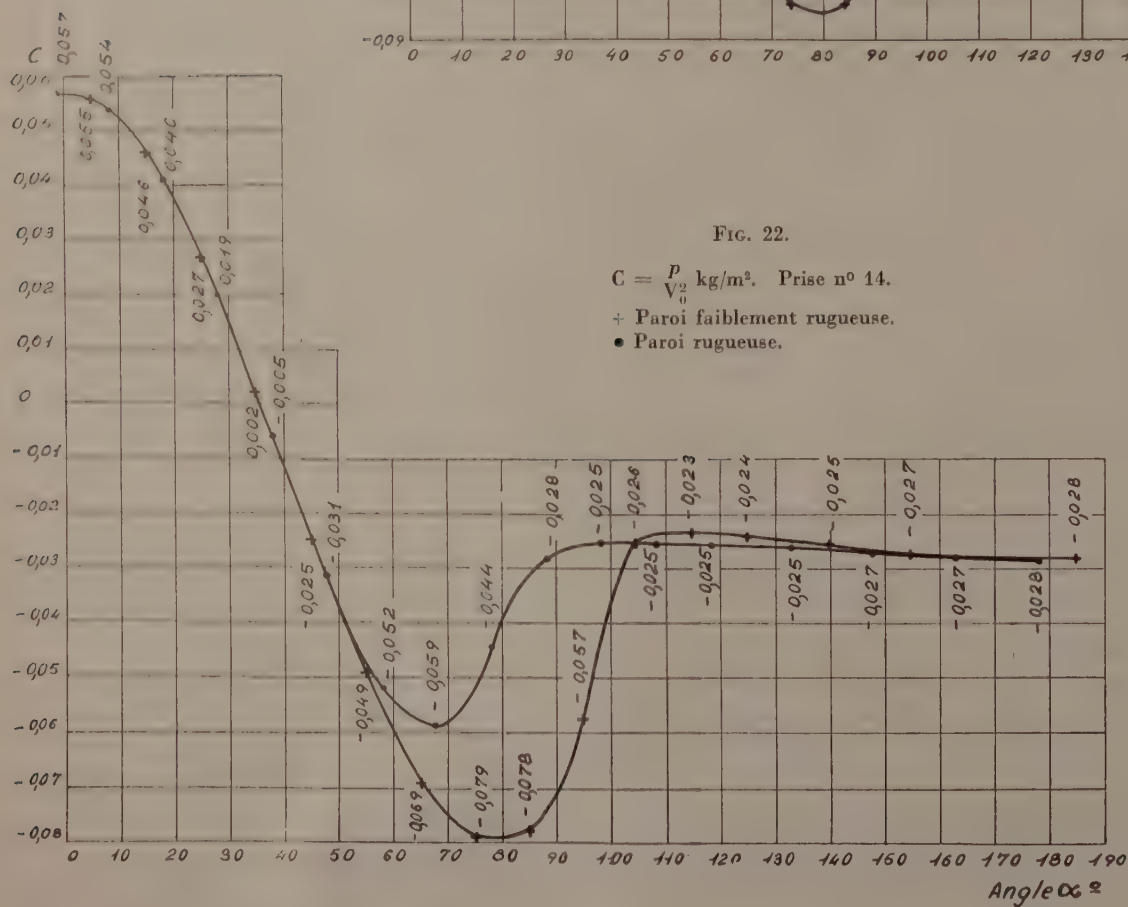
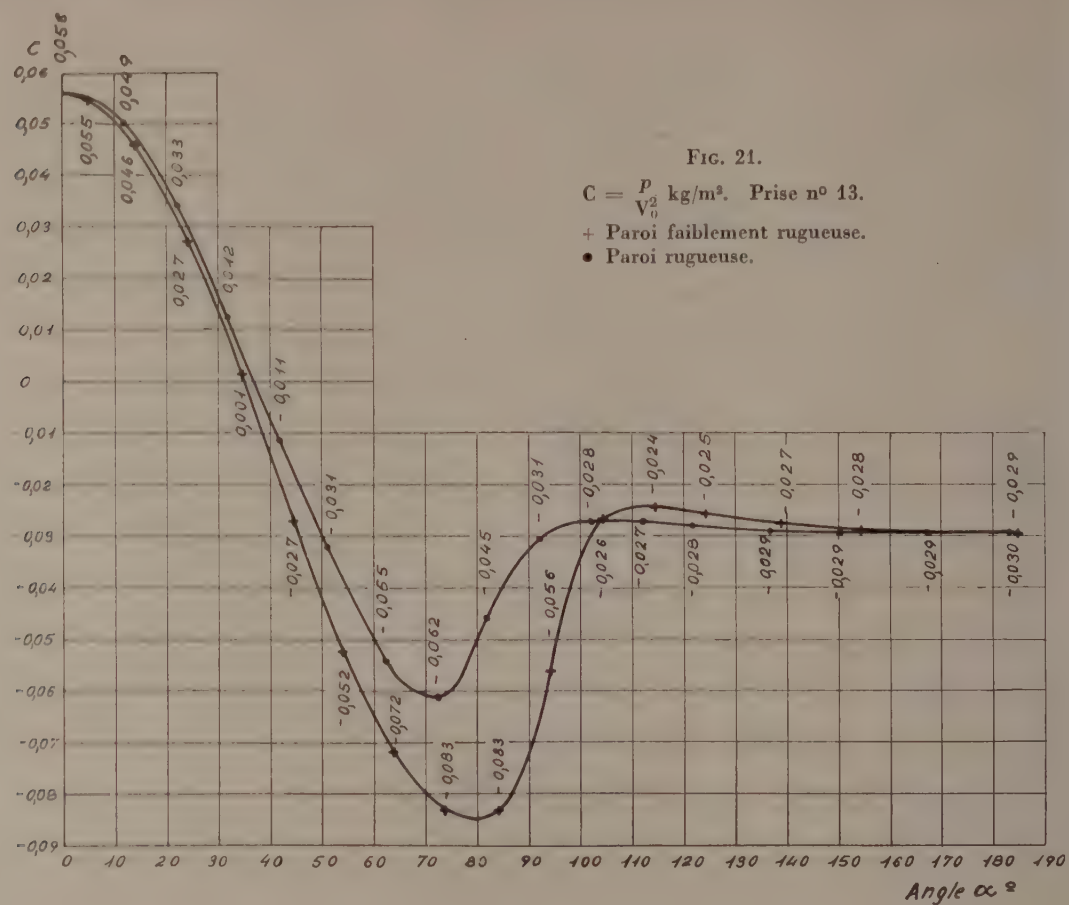


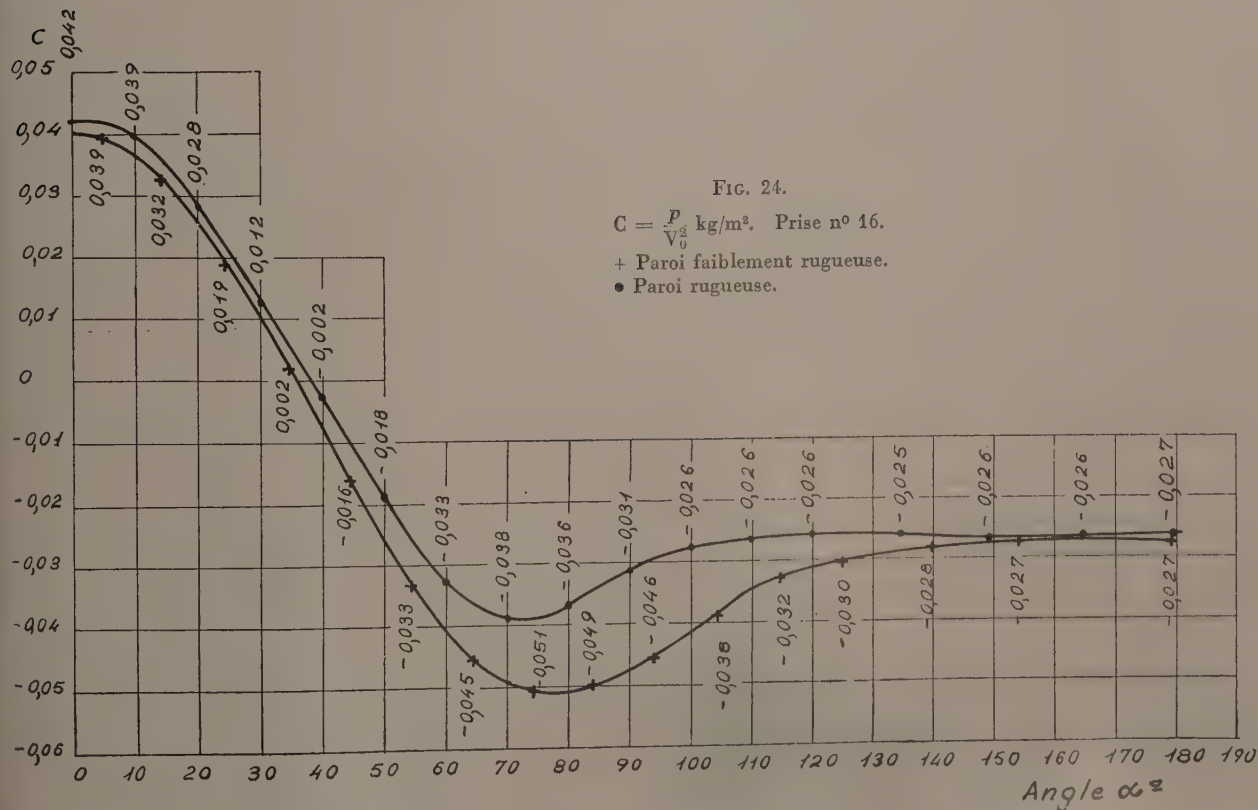
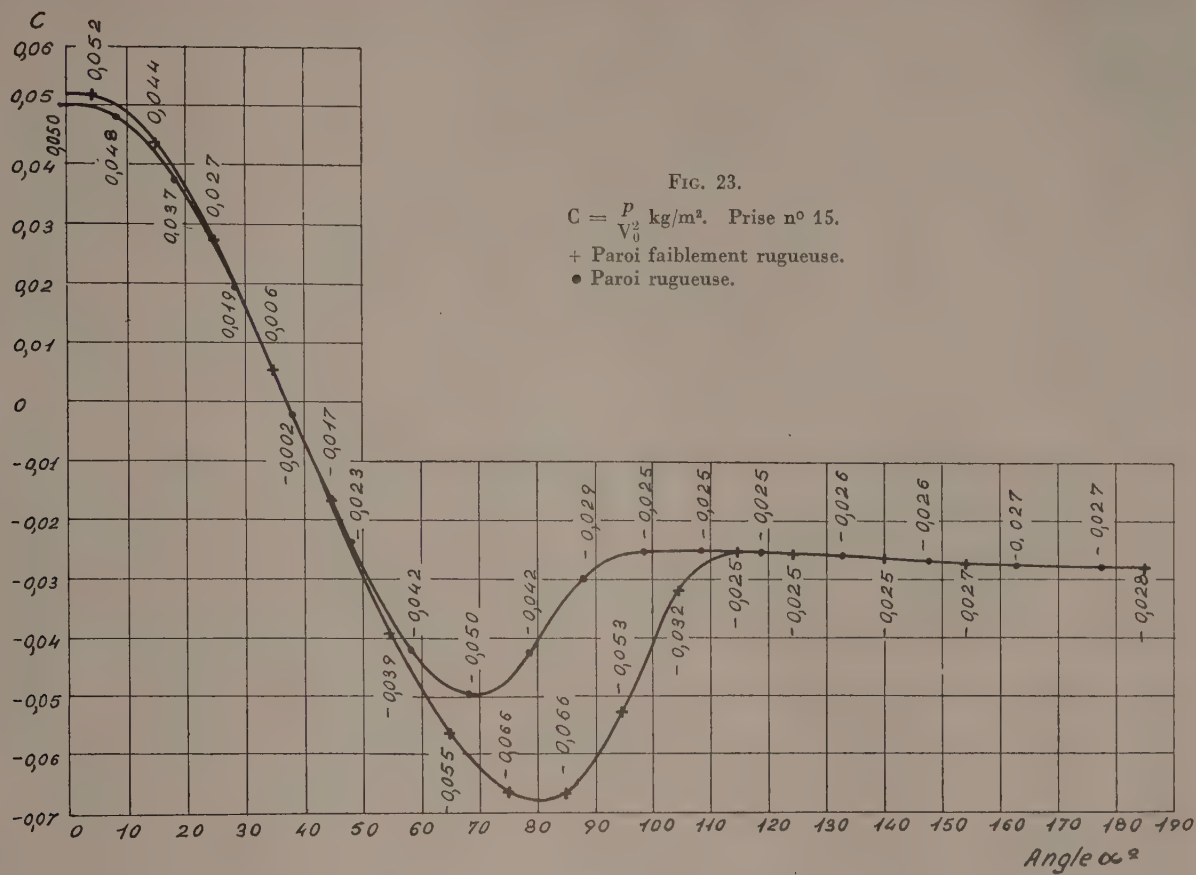












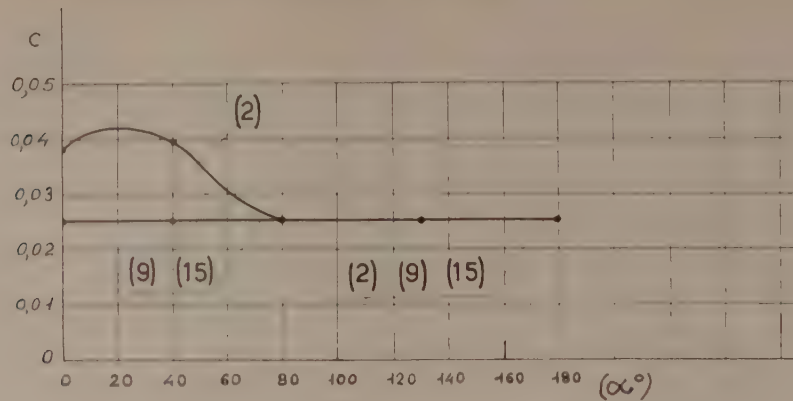


FIG. 25. — Réfrigérant hyperbolique.
Mesures des pressions intérieures.
Prises (2) (9) (15).

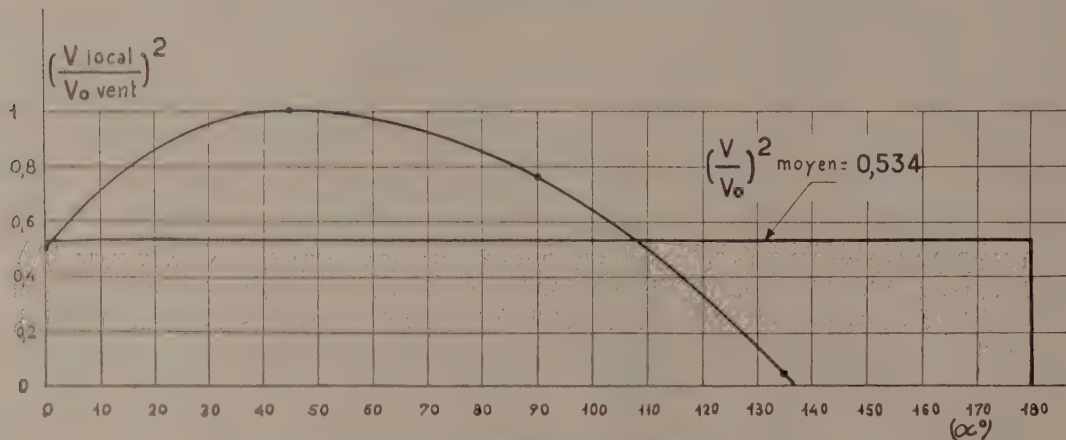


FIG. 26. — Réfrigérant hyperbolique.
Résistance aérodynamique des mâts supports. Mesure des vitesses locales.

— de diminuer l'importance des dépressions entre $\alpha = 70^\circ$ et 90° et, en même temps, l'importance du sillage et l'intensité des tourbillons alternés lesquels prennent naissance dans cette région. Le frottement superficiel améliore donc la stabilité d'une construction influencée par les efforts alternés dus à ces tourbillons.

3. La rugosité a peu d'effet sur les dépressions dans le secteur arrière, entre $\alpha = 110^\circ$ et $\alpha = 180^\circ$, après le point de décollement, pour les prises supérieures 12 à 16; elle augmente la valeur de la dépression arrière de la zone inférieure 1 à 11. Les pressions arrières interviennent pour une part importante dans la valeur de la traînée.

Pressions intérieures (fig. 25).

Elles ont été mesurées à l'emplacement des prises 2, 9 et 15.

La dépression est uniforme sur toute la surface intérieure et égale à :

$$c \frac{p}{V^2} = -0,025$$

sauf sur une surface comprise entre les prises 2 et 9 et entre les plans correspondant à $\alpha = \pm 80^\circ$.

La traînée intérieure correspondante peut être évaluée à 10 % de la traînée calculée avec les pressions extérieures.

Traînée des mâts support (fig. 26).

Les vitesses locales du vent V_1 ont été mesurées à $Z = 20$ mm du sol sur la maquette, le long du cercle occupé par les mâts. La valeur du rapport $(V_1/V)^2$ est inscrite figure 26 en fonction de l'angle α donnant comme moyenne :

$$\left(\frac{V_1}{V}\right)^2 \text{ moyen} = 0,534 = k.$$

Par suite, la résistance totale des mâts en vraie grandeur est (T) :

$$T \text{ mâts} = c \times s \times k \times \frac{V^2}{16}$$

c coefficient de résistance des mâts, pour le nombre de Reynolds correspondant. On a $c = 0,60$

s surface diamétrale totale $= n \times l \times d$
 $= 48 \times 6 \times 0,35 = 100 \text{ m}^2$

n nombre de mâts

l longueur d'un mât $= 6 \text{ m}$.

$$\text{Par suite : } T = 0,6 \times 100 \times 0,534 \times \frac{V^2}{16} = 2 \times V^2.$$

$V = 20 \text{ m/s}$	40 m/s
$T = 800 \text{ kg}$	$3\,200 \text{ kg}$

III. — MESURE DIRECTE DE LA RÉSISTANCE ET DÉTERMINATION DU CENTRE DE POUSSÉE

Montage.

Trainée. — La maquette a été montée sur la balance ordinaire de la soufflerie de façon à pouvoir obtenir par lecture directe la valeur de la trainée de la maquette

a) avec couronne métallique liée au réfrigérant, en présence du sol;

b) pour le réfrigérant seul, en présence de la couronne et du sol.

La composante verticale de la poussée n'a pas été mesurée.

Emplacement du centre de poussée. Le moment de rotation de la maquette est pris autour d'un axe O perpendiculaire à la direction du courant (fig. 27). Connaissant la valeur de la trainée, on en déduit celle du bras de levier a et par conséquent la hauteur Z_T du plan horizontal contenant la trainée.

Résultats obtenus. Paroi rugueuse.

Les résultats sont obtenus sur la maquette sous la forme :

$$\frac{T}{V^2} = \frac{\text{Trainée en grammes}}{\text{Vitesse au carré}}$$

$$\frac{M}{V^2} = \frac{\text{Moment autour de l'axe O, en grammes/mètres}}{\text{Vitesse au carré}}$$

Par suite :

$$a = \frac{M}{T} \cdot \frac{V^2}{V^2}$$

et :

$$Z_T = a + 0,062 \text{ m.}$$

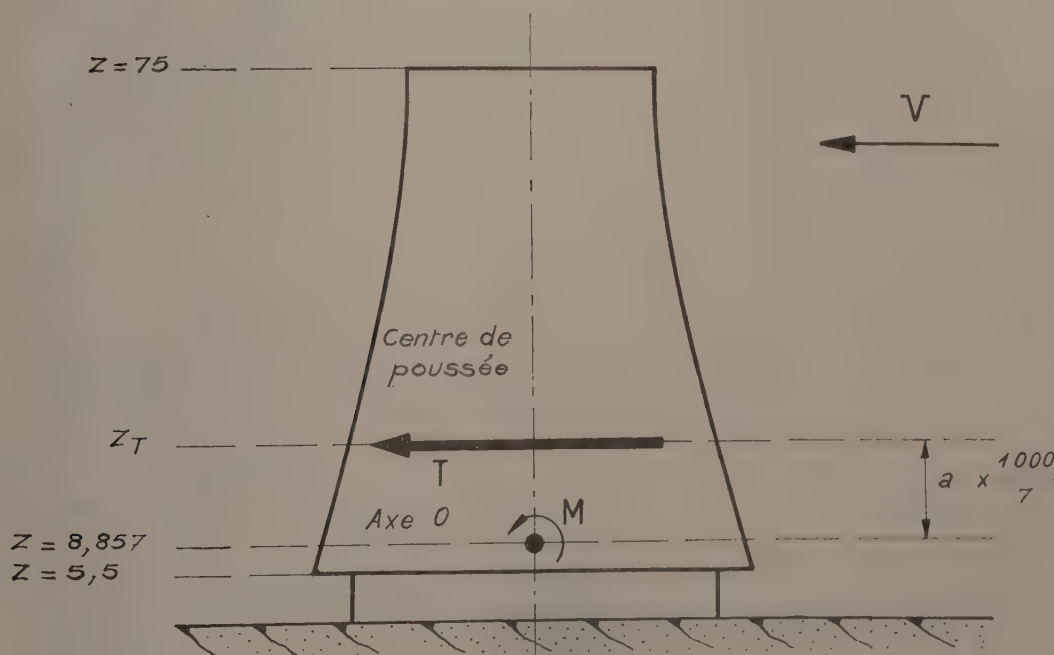


FIG. 27. — Détermination de la cote Z_T .

Cotes en vraie grandeur.

Moment mesuré autour de l'axe O sous l'effet de la trainée T.

La maquette étant à l'échelle $\frac{7}{1\ 000}$, les valeurs correspondantes pour la vraie grandeur seront déduites des précédentes en les multipliant $\left(\frac{1\ 000}{7}\right)^2$ en ce qui regarde la traînée évaluée en kilogrammes, et par $\frac{1\ 000}{7}$ en ce qui regarde la valeur Z_T mètres.

Le schéma du montage est indiqué figure 27.

	RÉFRIGÉRANT (VRAIE GRANDEUR)	
	avec anneau métallique	sans anneau métallique
$\frac{T}{\sqrt{V}} \text{ kg/m}^2$	131,8	118,6
$Z_T \text{ (m)}$	21,30	25,43
$T \text{ (kg)}$ (pour $V = 40 \text{ m/s}$)	210 000	190 000

IV. — ÉTUDE DES ÉCOULEMENTS. VISUALISATIONS

L'effet de tirage dû à l'action du vent sur le réfrigérant est analogue à celui existant sur les cheminées cylindriques ordinaires. Il est intéressant de le visualiser par émission de fumées, soit à l'extérieur, à hauteur du sommet du réfrigérant (fig. 28 et 29) soit à l'intérieur (fig. 30).

Un essai complémentaire a été effectué dans le but de déterminer l'effet d'un vent plongeant de 15° . Le plancher sol a été incliné de cet angle, ainsi que la maquette; on voit sur les figures 31, 32 et 33 que très rapidement, le courant horizontal de la soufflerie prend une direction parallèle au sol bien que celui-ci ne précède la maquette

que sur une faible longueur, égale environ à la hauteur du réfrigérant.

Il est évident que si le plancher était prolongé vers l'avant pour mieux représenter le sol, le résultat serait encore plus net. En conclusion, il est donc prouvé que pour une construction isolée et en dehors de toute action thermique, il n'existe pas de courants ascendants ou plongeants de grande amplitude. En revanche, il peut exister des tourbillons locaux d'amplitudes réduites dus, par exemple, à la présence d'un obstacle situé en amont. Leur fréquence étant élevée, ils n'auront pas d'effet sur la stabilité d'une construction de cette forme.



FIG. 28. — Le courant en amont du réfrigérant
L'effet d'obstruction due au réfrigérant crée une ascendance à l'avant à hauteur de l'orifice d'évacuation.
La turbulence locale du courant provient du sillage de l'émetteur de fumée.



FIG. 29. — Courant extérieur au réfrigérant
De même que pour une cheminée il y a rejet d'air ascendant à l'avant de la section d'évacuation supérieure.
La dépression ainsi produite explique l'émission de la figure 30.

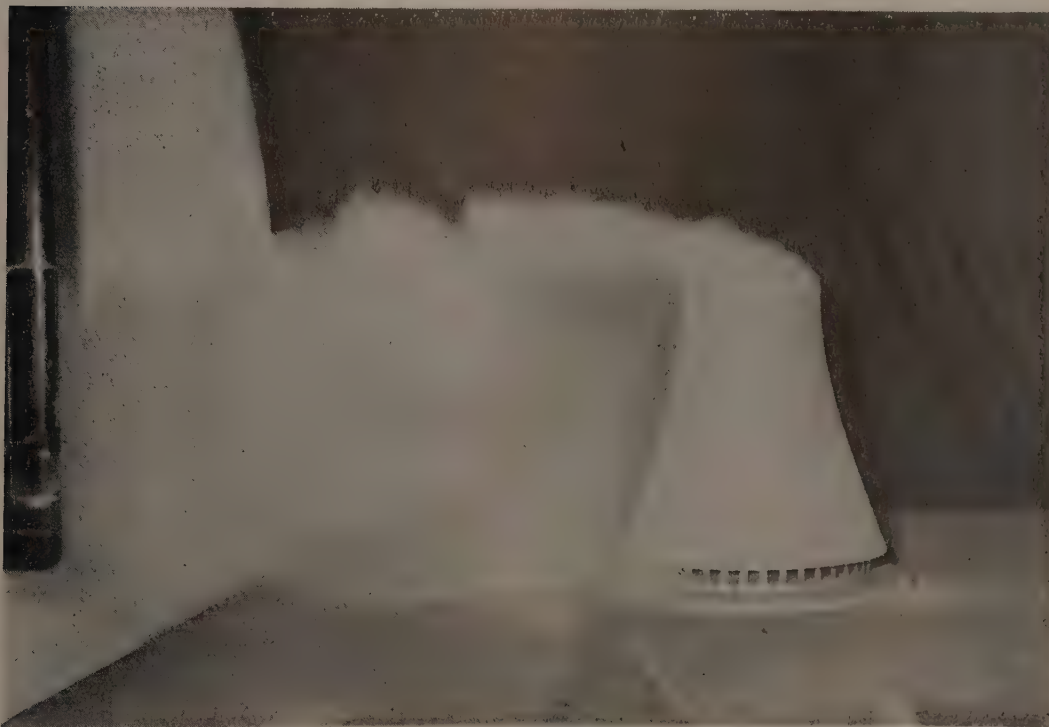


FIG. 30. — Courant émis par le réfrigérant
Une part réduite du courant est émise à l'arrière, par l'ouverture annulaire inférieure. Le courant se disperse à l'intérieur du sillage.



FIG. 31. — Recherche concernant l'effet d'un vent plongeant de 15°.
Le courant de la soufflerie est horizontal au passage du filtre visible à droite de la photographie.
Il prend très rapidement une direction sensiblement parallèle au plancher-sol.

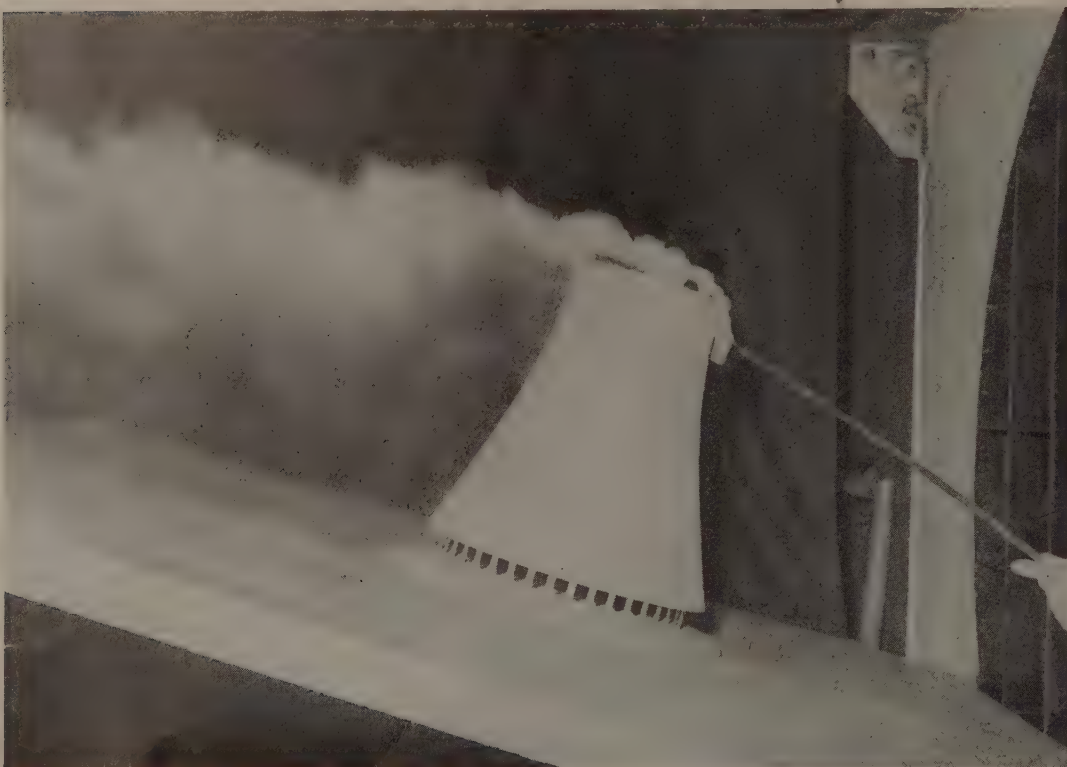


FIG. 32 — Courant extérieur au réfrigérant.
Mêmes conditions d'essai que pour la figure 31. On voit qu'il n'y a pas pénétration des fumées à l'intérieur du réfrigérant. Le résultat serait encore plus marqué si le plancher-sol était prolongé vers l'amont.

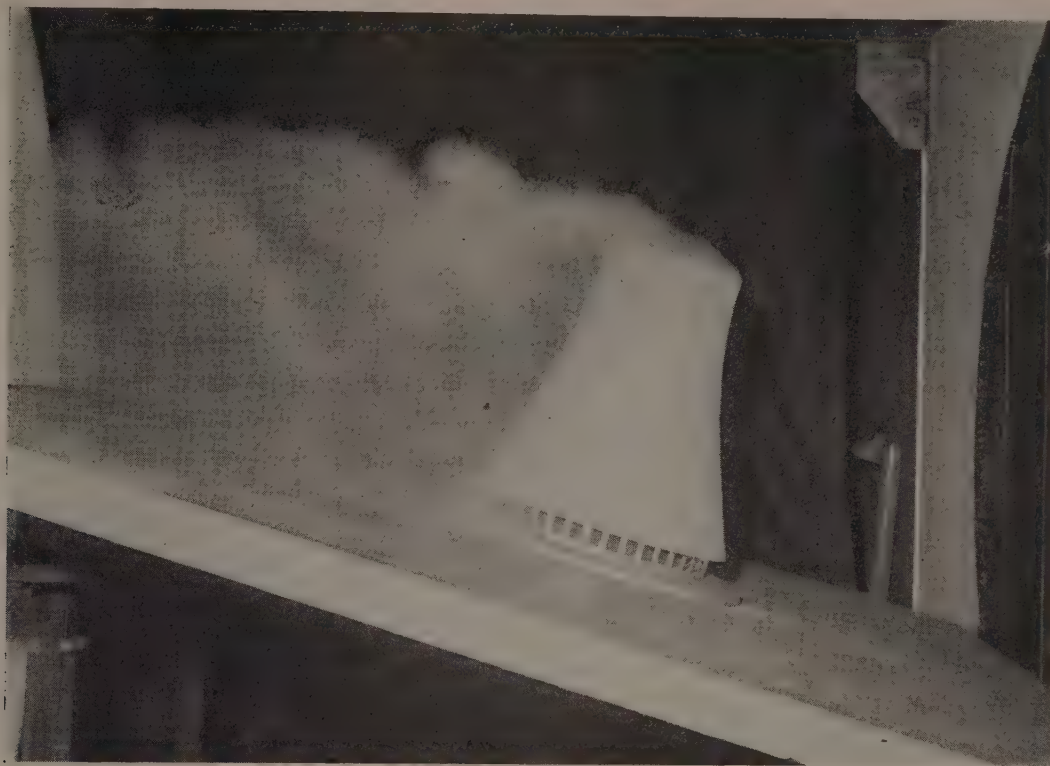


FIG. 33. — Courant émis par le réfrigérant.
Mêmes conditions d'essai que pour les figures 31 et 32. Il y a toujours émission de courant par la section supérieure du réfrigérant.

(Fig. 28 et 30 à 33, Photo G. H. Lérèque, Paris.)

V. — CONCLUSIONS

1. L'état de surface de la paroi du réfrigérant influe sur la valeur des pressions superficielles ainsi que sur celle de la traînée globale. Les mesures effectuées permettent de déterminer cette influence.

2. Les essais antérieurs sur cylindres rugueux montrent que la traînée globale sera obtenue en multipliant la traînée de pression par le coefficient 1,02.

3. Les pressions ont été mesurées en admettant pour le vent une vitesse et une direction constantes. La turbulence n'a pas été prise en considération.

4. Les pressions intérieures peuvent avoir une composante de traînée. Sa valeur n'est qu'une fraction assez faible de la traînée globale.

5. La résistance aérodynamique des mâts supports est sous l'influence des courants locaux, lesquels dépendent du fonctionnement du réfrigérant. Le dispositif de distribution d'eau n'étant pas représenté, cette résistance est donnée en première approximation.

6. Sous l'effet du vent il s'établit un tirage dynamique venant renforcer les effets dus au tirage thermique.

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e.

5679-2-59. Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure).
Dépôt légal : 1^{er} trim. 1959.

(Ann. I. T. B. T. P.)

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

FÉVRIER 1959

Douzième Année, N° 134

Série : TRAVAUX PUBLICS (55)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 13 MAI 1958

sous la présidence de **M. SILVY-LELIGOIS**,
Contrôleur général de l'Équipement à l'Électricité de France



Photo-montage du barrage de Serre-Ponçon.

L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE LA DURANCE

par **M. J. CABANIUS**,

Directeur de la Région d'Équipement Hydraulique Alpes III
d'Électricité de France

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Cette conférence devait être présidée par M. Olivier Martin, qui aurait voulu marquer ainsi l'importance de l'aménagement hydro-électrique de la Durance dans le cadre de l'équipement général énergétique de notre pays. D'autres obligations ne lui ont pas permis de le faire ; il m'a chargé de l'en excuser auprès de vous.

Beaucoup d'entre vous connaissent déjà M. Cabanius. Ancien élève de l'École Polytechnique, M. Cabanius a appartenu d'abord à la Société de l'Énergie Électrique du Littoral Méditerranéen. Depuis la nationalisation de l'Électricité, il a consacré son activité à la région d'équipement hydraulique Alpes III de l'Électricité de France, à la direction de laquelle il a succédé à M. Decelle, il y a environ deux ans.

M. Cabanius a donc participé dès l'origine au projet et aux réalisations sur la Durance et nul n'est plus qualifié que lui pour vous en parler. Il vous entretiendra aujourd'hui de l'aménagement général de la rivière et plus particulièrement des aménagements en cours d'exécution ou en cours de préparation et qui relèvent de sa direction.

RÉSUMÉ

L'aménagement de la Durance et la création d'un canal de 80 km de longueur reliant la Basse Durance à l'étang de Berre permettra de réaliser un ensemble énergétique produisant environ 2 700 millions de kWh et une irrigation importante.

Le régime torrentiel de la Durance donne un débit variant de 13 m³/s à 1 800 m³/s avec une moyenne de 85 m³/s à Serre-Ponçon.

Le barrage que l'on y construit est situé à 2 km à l'aval du confluent de l'Ubaye, où la vallée a un profil en V rempli par une épaisseur d'alluvions de 105 m. Il comporte un écran vertical d'étanchéité réalisé par injections dans les alluvions sur une épaisseur variant de 35 à 15 m, et une digue en recharges d'alluvions haute de 127,50 m, large de 600 m à la base et dont le noyau étanche qui a une largeur de 55,60 m est en éclats de calcaire ou de marne enrobés de gangue argileuse. Enfin le canal de la Basse Durance à Berre sera partagé en cinq biefs alimentant chacun une importante usine.

SUMMARY

Harnessing of the Durance River and constructing a canal 50 miles long connecting the lower Durance and the Etang de Berre will make possible a production of approximately 2 700 million kWh and provide irrigation for a large area.

The torrent-like regime of the Durance gives a flow varying from 17 cubic yards/sec. to 235 cubic yards/sec. with an average of 111 cubic yards/sec. at Serre Ponçon.

The dam under construction is located about a mile below the junction with the Ubaye River, at a point where the valley has a V-shape, the bottom of which is filled with alluvial deposits to a depth of 345 ft. It includes a vertical waterproof diaphragm realized by injections in the alluvial deposits to depths varying from 114 to 50 ft. and a dam consisting of consolidated alluvial deposits with a watertight core. The dam measures 418 ft. in height and has a width of 1969 ft. at its base. The core composed of limestone chips or of marl embedded in a clay binder is 182 ft. wide. The canal connecting the Durance and the Etang de Berre will be divided into five reaches, each of which will serve a large factory.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

EXPOSÉ DE M. CABANIUS

AVANT- PROPOS

D'importants chantiers sont en cours dans la Vallée de la Durance, et le nom de l'un d'eux est aujourd'hui connu du grand public : Serre-Ponçon.

Ces chantiers ont été ouverts après la promulgation de la Loi du 5 janvier 1955 sur l'aménagement de la Durance. C'était la conclusion d'une longue enquête administrative qui avait soulevé des controverses passionnées, car son cadre dépassait singulièrement le seul aspect énergétique.

L'aménagement de la Durance a été parfois comparé à la T. V. A. Mais la grande réalisation américaine a transformé une vallée dévastée par l'érosion, où la

rivière n'utilisait son énergie que pour détruire, alors que les eaux de la Durance apportent, depuis des siècles la fertilité aux plaines de Provence.

On conçoit que les agriculteurs n'aient pas vu, de prime abord, sans une certaine inquiétude, une industrie jeune et dynamique partager leurs droits à l'eau.

Les intérêts ont été alliés et l'accord est aujourd'hui total. Il n'est pas inutile, en guise d'introduction, de rappeler brièvement les raisons qui ont profondément modelé cet aménagement associant à une production d'énergie importante, une amélioration considérable du potentiel agricole de tout le Sud-Est de la France.

I. — LA DURANCE

Le bassin de la Durance est un des plus beaux gisements énergétiques français. Hier encore peu exploité, il partagera bientôt, avec celui du Rhône et celui du Rhin, le premier rang dans la production hydraulique nationale.

La Durance possède, en effet, un débit relativement important. Une forte alimentation spécifique donne les chiffres moyens suivants

Pointe	Bassin versant	Cube annuel moyen	Module moyen	Lame moyenne écoulée
	km ²	millions de m ³	m ³ /s	m
Serre-Ponçon.	3 600	2 700	85	0,75
Cadarache.	11 900	6 100	193	0,50

Ils soulignent l'importance du cube roulé, en année moyenne, mais ne mettent pas en évidence les variations du régime qui apparaissent dans le graphique (fig. 1) donnant la répartition trimestrielle du débit à Serre-Ponçon.

Notons, pour mieux accuser le caractère torrentiel de la Durance, que, à Serre-Ponçon où l'altitude moyenne du bassin versant est de 2 000 m, pour culminer avec les 3 946 m du signal du Pelvoux, on a enregistré un minimum de 13 m³/s en hiver, et que la plus forte crue connue (estimée à 1 800 m³/s) se place en mai 1856, suivie de près, en importance, par celle du 14 juin 1957 (évaluée à 1 700 m³/s).

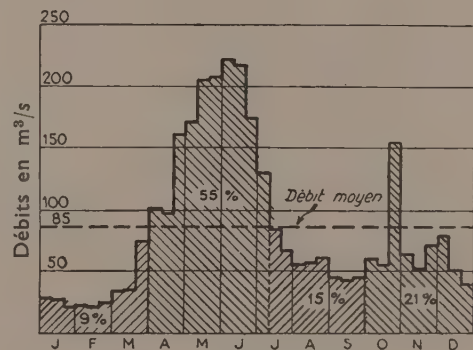


FIG. 1. — Serre-Ponçon.
Répartition des débits moyens dans l'année.
Apports annuels 2,7 milliards de m³.

Dans la Basse-Durance, on connaît également des crues violentes qui recouvrent l'immense lit de galets et submergent parfois, sous plusieurs mètres d'eau, les riches propriétés riveraines.

La crue la plus récente de novembre 1951 a accusé un débit de 2 860 m³/s à Mirabeau. Sa trace (3,50 m à l'échelle de tarage) est bien inférieure à celle des grandes crues passées (1856 et 1882) qui ont atteint les cotes respectives de (4,38) et (5,70) correspondant à des débits de près de 6 000 m³/s.

Neuf fois sur dix, ces grandes crues sévissent en octobre-novembre, au moment où les fortes pluies d'automne s'abattent sur le Midi méditerranéen. Mais elles sont passagères, et, bientôt, le débit de la Durance retombe à 70 et parfois 45 m³/s pendant les longues périodes d'hiver où les besoins de l'industrie sont les plus pressants.

Puis, au printemps, la fonte des neiges gonfle les débits et plus de la moitié des apports s'écoulent entre avril et juin. De juillet à septembre, le débit de la Durance est soutenu par la fonte des glaciers du Pelvoux. Malheureusement, ceux-ci n'échappent pas au recul général constaté dans les Alpes, et leur disparition progressive risque de réduire encore le maigre étiage d'été.

PENTE

L'élément favorable à la production d'énergie est la pente de la Durance. Voisine de 3 m/km dans tout le cours moyen, elle est encore de 2,70 m/km dans la basse-vallée, et l'on conçoit que d'intéressantes chutes (Chaîne de Ventavon et de la Brillanne) aient pu être équipées au début du siècle, malgré son régime irrégulier.

IRRIGATIONS

Cette forte pente a également permis l'essor agricole de la Provence. Utilisant son haut potentiel hydraulique les anciens ont construit des canaux acheminant par gravité, bien au delà de la zone normale d'influence de la rivière, l'eau nécessaire à la vie des cités comme au développement des cultures.

Ces ouvrages ont donné aux terres de Provence la prodigieuse richesse que l'on connaît. Marseille elle-même, deuxième ville de France, ne doit son développement qu'au magnifique canal de 80 km de longueur qui va jusqu'à la Durance chercher les 9 m³/s nécessaires à ses besoins.

De nos jours, huit canaux ont prélevé 10 m³/s quand la Durance reçoit son principal affluent, le Verdon, diminué des 6 m³/s du Canal d'Aix.

Dans sa basse-vallée, elle doit encore alimenter seize canaux qui dérivent, en été, 114 m³/s et les zones irriguées s'étendent sans cesse, cependant que l'insuffisance du débit naturel compromet déjà les riches cultures existantes.

Aussi, le barrage de Serre-Ponçon créant à la cote 780 une retenue exceptionnelle pour la France,

*de 1 200 millions de mètres cubes
dont 900 millions de mètres cubes utiles*

offrait un intérêt agricole indiscutable.

Électricité de France proposait, en effet, de mettre à la disposition de l'agriculture de la Basse-Durance, et, moyennant, bien entendu, une participation financière, la réserve agricole qui devait définitivement supprimer la hantise des pénuries, — soit 200 millions de mètres cubes — ce cube pouvant d'ailleurs être augmenté si l'extension des irrigations l'exigeait dans l'avenir.

Mais Électricité de France n'entendait réaliser le barrage qu'après avoir la certitude de pouvoir turbiner les eaux accumulées à Serre-Ponçon, — en dehors de celles nécessaires à l'agriculture — sur la chute intégrale jusqu'à la mer.

Les irrigants actuels avaient vu, à l'origine, avec quelque appréhension, l'utilisation des eaux de la Durance à

des fins énergétiques, et il a fallu des années pour les convaincre que l'industrie ne consomme pas l'eau, et qu'elle peut même faciliter l'irrigation, à condition de disposer judicieusement les biefs.

Cette idée entraînait l'équipement de la Durance suivant un schéma d'aménagement latéral classique jusqu'à Mallemort, en amont des grands centres de culture qui se trouvent plus à l'ouest.

A Mallemort, la Durance est encore à la cote 117, et une singularité de son cours lui fait dominer la Méditerranée, ou plus exactement l'Étang de Berre à moins de 30 km de distance. L'utilisation énergétique de ce raccourci exceptionnel portait artificiellement la pente de la rivière à 3,90 m/km et permettait de restituer les eaux à la cote 0, alors qu'à son confluent la Durance est encore à la cote 12. Il était donc compatible avec le prélèvement massif des eaux d'irrigation, et on pouvait dériver encore 2 milliards 700 millions de mètres cubes sur les 3,8 qui se perdent inutilisés dans le Rhône avec une rentabilité excellente.

Aussi a-t-on associé dans une même demande de concession, qui a abouti à la Loi du 5 janvier 1955, deux ensembles distincts au point de vue géographique, comme l'équipement extrême de la Basse-Durance jusqu'à l'Étang de Berre, et le barrage régularisateur de Serre-Ponçon, clé de voûte de l'aménagement industriel, dont les avantages agricoles étaient incontestés.

La production moyenne nouvelle atteindra

3 milliards de kWh par an.

L'usine pied de barrage de Serre-Ponçon aura une puissance de 320 000 kW et produira annuellement 700 millions de kWh. L'influence réelle du réservoir ne se limite pas à cette seule valeur, puisque la régularisation fait bénéficier toutes les usines d'aval d'un supplément de production évalué à 400 millions de kWh.

On pourra s'étonner de ce faible chiffre eu égard à l'importance et la cote de la réserve où chaque mètre cube stocké représente 1,6 kWh. Il ne fait apparaître que le supplément quantitatif entraîné par le fonctionnement de Serre-Ponçon, rendant utilisables les débits de crue sur les biefs aval de capacité limitée. Il tient compte, de plus, de l'incidence énergétique de la réserve agricole, par ailleurs compensée par une subvention.

Mais Serre-Ponçon assure un report notable des débits de printemps sur l'hiver et la valorisation correspondante de l'énergie produite sur les 780 m de l'équipement intégral d'aval.

Un chiffre est significatif. Le débit naturel de la Durance pendant l'hiver critique 1948-1949 était de 27 m³/s au droit de Serre-Ponçon. Si la retenue avait existé, le débit garanti pour les heures pleines de chaque jour aurait été de 180 m³/s.

Cet important débit disponible pendant les mois de grande consommation énergétique a conduit à prévoir l'équipement de la Moyenne et de la Basse-Durance pour une capacité de 220 à 250 m³/s.

Cet équipement est, d'ailleurs, de conception classique, et on a simplement cherché à concentrer la production dans un minimum d'usines en utilisant au mieux

FIG. 2. — Vue d'ensemble de l'aménagement hydroélectrique de la Durance.



les grandes terrasses permettant la construction de canaux à ciel ouvert, tout en évitant, dans la mesure du possible, les zones de culture.

Les chutes correspondantes (fig. 2) où les productions indiquées tiennent compte de la régularisation de Serre-Ponçon sont :

Nom de l'aménagement	Cotes d'équipement	Chute brute maximum	Puissance installée	Millions de kWh Production annuelle
		m	MW	GWh
Serre-Ponçon.	780,00-657,50	122,50	320	700 = 700
<i>Moyenne-Durance.</i>				
Curbans.	657,50-574,00	83,50	153	405
Sisteron.	574,00-459,50	114,50	220	405
Aubignosc.	459,50-432,00	27,50	58	210
Oraison.	432,00-347,20	84,80	175	700
Manosque.	347,20-273,60	73,60	67	220
Sainte-Tulle II.	273,60-256,00	17,60	38	155
<i>Basse-Durance.</i>				
Jouques.	256,00-225,00	31,00	62	325
Saint-Estève-Janson.	225,00-160,00	35,00	140	675
Mallemort.	160,00-117,00	43,00	91	420
Salon.	117,00- 72,00	45,00	85	325
Saint-Chamas.	72,00- 0	72,00	140	540
		Totaux.....	1 549	5 080

auxquelles il faut ajouter les chaînes anciennes de Ventavon et de la Brillanne (121 MW-725 GWh) soit au total en chiffres ronds

1 700 000 kW installés; 6 milliards de kWh par an.

II. L'AMÉNAGEMENT DE SERRE-PONÇON

LE BARRAGE

Problèmes de fondation.

L'intérêt d'une importante retenue régularisant la Durance est tel, que, pendant près d'un siècle, on a cherché l'emplacement d'un barrage répondant à des fins diverses (écrêtement des crues, irrigations, et, plus tard, force motrice).

Toutes les prospections ont abouti à un site, à 2 km à l'aval du confluent de l'Ubaye, où, après avoir creusé la large cuvette de Savines, la Durance contourne deux éperons resserrés, légèrement décalés, dont l'un porte le nom de Serre-Ponçon, l'autre celui de Serre-de-Monge (fig. 3 et 4).

Mais toutes ces reconnaissances ont fait apparaître une grande épaisseur d'alluvions, que chaque nouveau sondage, à la limite des moyens techniques du moment, montrait toujours plus importante. C'est toute l'histoire des recherches de Serre-Ponçon.

Vers 1913, on admettait que l'épaisseur ne dépassait pas une cinquantaine de mètres, et, pour la vérifier, on

avait envisagé de faire une galerie à la cote 612 sous la Durance qui coule à 665 environ.

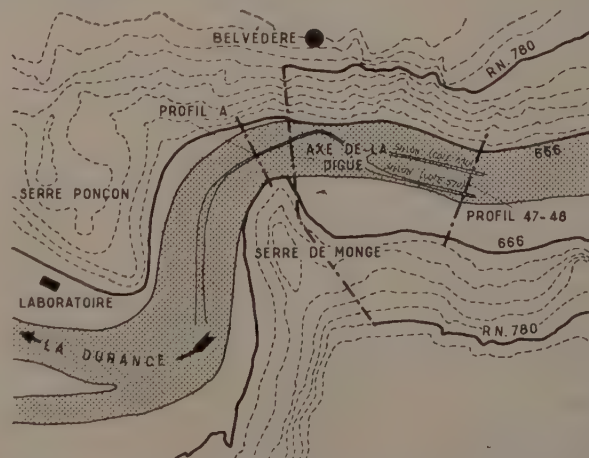


FIG. 4. — Plan du défilé de Serre-Ponçon (partie aval).



FIG. 3. — Défilé de Serre-Ponçon. Vue d'ensemble de Serre-Ponçon et de Serre-de-Monge.

Cette galerie dut être abandonnée au moment où elle atteignait l'axe du défilé, par suite d'irruption massive d'eaux thermales à 60°.

En fait, le profil de la vallée sous-alluviale est maintenant bien connu (fig. 4). Il affecte la forme d'un V à parois

raides, se raccordant à un sillon étroit dont le point bas se situe à la cote 560.

Le remplissage, de 105 m de profondeur environ et de 4 200 m² de section, est surtout constitué par des dépôts alluvionnaires abandonnés au cours des nombreuses

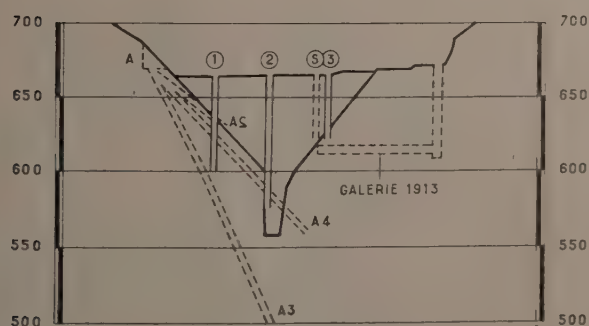


FIG. 4a. — Profil A.

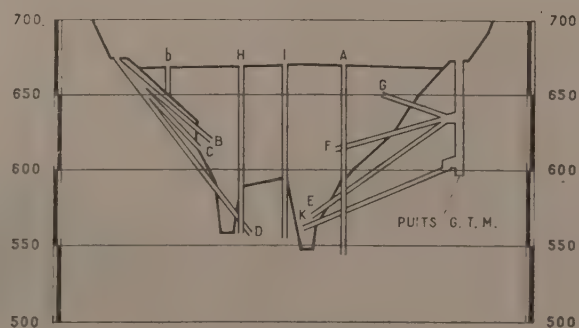


FIG. 4b. — Profil 47-48.

divagations de la Durance. L'alternance des crues et des étiages a laissé une masse où s'imbriquent des dépôts de galets ou de graviers et des horizons de sable argileux. Mais ces alluvions présentent une homogénéité relative, et divers essais de pompage ont montré que la perméabilité statistique était de l'ordre de 5.10^{-2} cm/s environ.

Ce point fut vérifié sur un modèle réduit à l'échelle au 1/200 sans distorsion, qui a permis de reproduire la nappe souterraine dans des conditions de similitude surprenantes. L'irruption brutale d'une venue d'eau estimée à 500 l/s dans la galerie de 1913, était due au fait que la galerie arrivée dans la zone fissurée du contact rocher-alluvions, avait fonctionné en drain soumis à quelque 70 m de charge. D'autres recherches, utilisant les isotopes, ont montré que l'hypothèse d'écoulements privilégiés était à exclure et que les eaux thermales qui imprégnaient les alluvions et qui ne sauraient avoir d'autre origine que les infiltrations à travers les diaclases du rocher au contact du trias sous-jacent, étaient faibles.

Ces données étant acquises quel type d'ouvrage pouvait-on concevoir et comment traiter les fondations?

Un concours d'idées fut lancé en 1948 entre les techniciens français et étrangers. Une conclusion s'imposa unanimement. Il ne fallait pas construire un barrage en béton dont la fondation aurait exigé l'enlèvement préalable de ces 105 m d'alluvions, mais prévoir un barrage en terre.

Ce type d'ouvrage, d'un usage courant aux États-Unis, s'adapte aux fondations les plus médiocres. Il se révèle, de plus, économique lorsque l'on trouve à proximité immédiate, comme c'est le cas de Serre-Ponçon, les matériaux nécessaires, car il permet l'usage des puissants engins de terrassement et de transport modernes.

Finalement, le barrage de Serre-Ponçon comporte les ouvrages suivants :

— Un écran vertical d'étanchéité réalisé par injections dans le remplissage alluvial pour diminuer sa perméabilité.

— Une digue en terre avec noyau étanche.

— Des ouvrages annexes (évacuateur de crues, dérivations provisoires, conduites forcées) en souterrain.

— Une usine également souterraine logée dans le Serre-de-Monge.

La description détaillée de chacun de ces ouvrages exigerait une conférence. Aussi nous bornerons-nous à en rappeler les éléments essentiels, en insistant sur les dispositions originales que de longues études ont conduit à adopter, et en renvoyant pour tous renseignements complémentaires, aux articles ou communications qui ont été préparés par les Ingénieurs d'Électricité de France⁽¹⁾ pour le prochain Congrès International des Grands Barrages, nous réservant nous-même d'y faire de larges emprunts.

Écran vertical.

L'écran vertical est probablement l'ouvrage le plus original de Serre-Ponçon car il utilise une technique qui n'a jamais encore été employée à cette échelle. Il a été choisi de préférence à tout autre système (tapis horizontal imperméable, par exemple), parce qu'il offrait le maximum de sécurité étant donné la forme de la vallée sous-fluviale, et qu'il était réalisable en même temps que les travaux de dérivation provisoire.

En se basant sur l'expérience américaine qui conduit à adopter pour la longueur de percolation au raccordement de l'écran et du noyau de la digue, une distance variant entre le 1/3 et le 1/4 de la charge hydrostatique, on a pris une épaisseur théorique de 35 m en surface. L'écran se réduit progressivement pour atteindre et conserver une épaisseur de 15 m en-dessous de 20 m de profondeur et il a été descendu jusqu'au rocher, les études d'analogie électrique ayant montré l'intérêt économique d'une coupure totale.

Deux plots d'essais de 30 m de longueur ont été exécutés à l'emplacement de la coupure définitive.

Le premier comportait la mise en place de deux rideaux de pieux sécants espacés de 12 m et descendus jusqu'à moins 20 m. Vingt-deux forages ont permis d'injecter les alluvions.

Le second comportait des files extrêmes de forages espacés de 32 m, où les injections de coulis constituaient des batardeaux en place, et, à l'intérieur, dix files de forages dont l'espacement variait de 2 à 4 m, et dont la profondeur était de plus en plus forte vers le centre.

Ce second procédé (fig. 5) a été généralisé pour toute la coupure en raison de la sécurité totale qu'il apporte. On pouvait craindre, en effet, des circulations privilégiées le long des pieux, à la suite de mouvements ou de tassements sur cet ensemble semi-rigide.

L'injection a été faite à partir de tubes à clapets (trois par mètre) avec un coulis de ciment de laitier — en raison de sa résistance aux eaux agressives — finement broyé par voie humide, auquel on ajoutait de l'argile colloïdale en provenance d'Apt (Vaucluse), tous les éléments étant de quelques microns. La soude caustique a été choisie comme catalyseur de prise à la dose de 1 à 3% du poids sec du laitier, suivant la perméabilité et la température.

Il a été finalement injecté :

35 000 t de produits secs

se répartissant comme suit :

— 11 000 t de laitier

— 24 000 t d'argile.

La zone injectée, dont la section est de 4 200 m², représente un volume théorique de 100 000 m³.

En fait, au cours du décapage de la partie supérieure, on a trouvé que les alluvions étaient relativement bien injectées sur une dizaine de mètres au-delà des files extrêmes, ce qui porte à 55 m au lieu des 35 m prévus, la longueur de la ligne de contact.

(1). MM. Cabanias et Maigre; MM. Maigre et Barge.

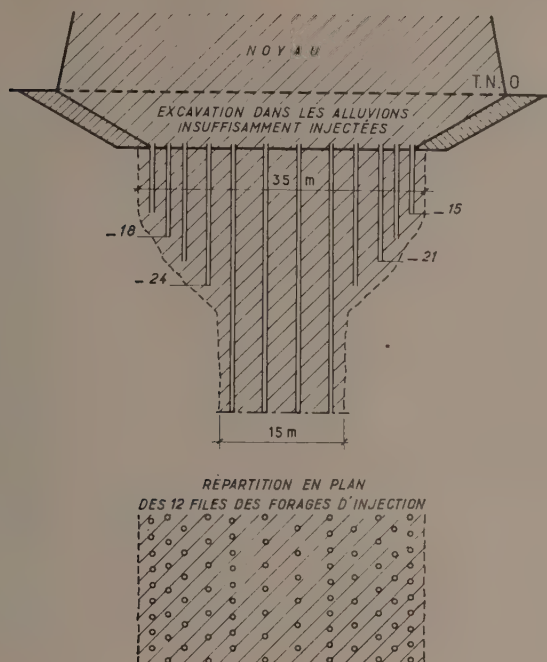


FIG. 5. — Serre-Ponçon.
Réalisation de la coupure étanche.

La perméabilité contrôlée par une série de puits filtrants est tombée à 5.10^{-5} cm/s soit mille fois moins qu'avant traitement. Différents sondages et puits ont permis de vérifier le remplissage parfait des alluvions, qui sont transformées en un véritable béton qui ne peut s'attaquer qu'au marteau pneumatique (fig. 6). Même en surface la zone traitée constitue un véritable ressaut rocheux, parfaitement visible pendant les longs mois où la Durance a continué à couler dans son lit, avant la mise en service des dérivations provisoires.

Sa coupure des alluvions est prolongée dans le rocher, dont la zone de bordure est diaclasée et très tourmentée, par un voile d'injection.

L'importance de ces injections, qui porteront sur 20 000 m² environ, a conduit à envisager un système de galeries de 3 m de diamètre grossièrement parallèles au versant et à une quinzaine de mètres de profondeur.



FIG. 6. — Alluvions après traitement.

Digue.

Les reconnaissances ayant montré l'existence en quantité suffisante de matériaux imperméables de granulométrie satisfaisante, la digue comporte un noyau étanche mince soudé à l'écran qui vient d'être décrit, et des recharges perméables en alluvions de la Durance.

La digue a une épaisseur à la base de 600 m et le noyau de 56 m (fig. 7). Sa hauteur est de 127,50 m. A la

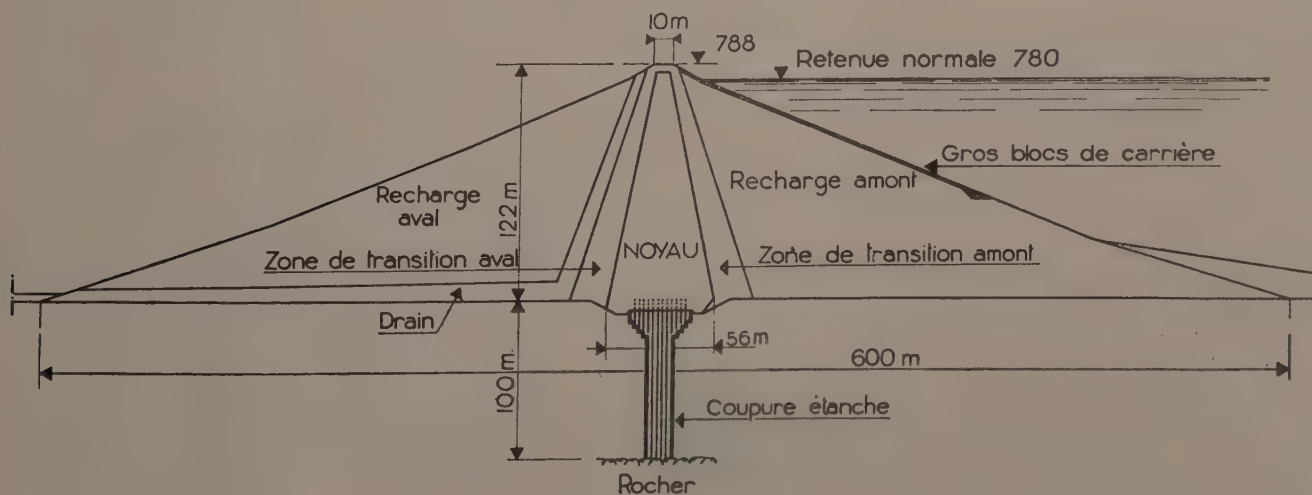


FIG. 7. — Coupe transversal de la digue de Serre-Ponçon.

à la cote 786,50, l'épaisseur de la digue est encore de 10 m, et à la cote 786,50, celle du noyau de 7,40 m. Le volume des matériaux nécessaires est de 14 millions de mètres cubes, dont 2 millions de mètres cubes pour le noyau.

Ce cube est loin des records des grandes digues du monde, comme le barrage de Fort Peck (100 millions de mètres cubes) ou celui de Oahe (70 millions de mètres cubes), mais l'ouvrage de Serre-Ponçon s'inscrit fort honorablement dans la comparaison avec les plus grands barrages en terre actuellement en construction : Ambuklao (130 m) aux Philippines et Swift Creek (156 m) dans l'État de Washington, qui présente, par ailleurs, de curieuses analogies avec Serre-Ponçon, tant par l'épaisseur des alluvions (60 m) que par le volume de la digue (12 millions de mètres cubes).

Matériaux imperméables du noyau.

Il s'agit d'extraits du cône de déjection du torrent des Lionnets (fig. 8), situé à 1 km environ en amont de la digue, et où le cube des matériaux disponibles est voisin de 3 millions de mètres cubes. Ce sont des éclats de calcaire liasique ou des fragments de marne friable englobés dans une gangue argileuse et présentant, sur ballastière, une densité sèche de 1 500 kg/m³.

Après compactage avec une énergie de 40 000 kgm/m³ la densité sèche passe à 1 800 ou 2 000 kg/m³ et la perméabilité est de l'ordre de 10⁻⁷ cm/s avant consolidation.

La teneur optimum en eau variant entre 13 et 15 %, alors que la teneur naturelle est de 10 à 12 %, et les essais réels ayant montré que l'humidification des matériaux sur les levées de compactage était très difficile lorsqu'il faut ajouter plus de 2 % d'eau, — d'autant que les normes prévoient le compactage du côté humide (optimum +

2%) pour que les matériaux du noyau restent plastiques après consolidation — on a donc dû recourir à la préhumidification en ballastière en réalisant de petits bassins de 400 m² de surface dans lesquels on laisse l'eau s'infiltrer pendant trois à quatre semaines.

Les pressions interstitielles se dissiperont avant la fin de la construction de l'ouvrage en raison de la faible épaisseur du noyau et de la faible teneur en argile des terres utilisées, et on a vérifié au cours de l'hiver 1957-1958, que ces pressions avaient baissé de 8 m après deux mois d'arrêt.

L'épaisseur des levées et le nombre de passages correspondant à un type de rouleau donné, ont été déterminés pour obtenir l'énergie de compactage de 40 000 kgm/m³ et on a admis finalement comme équivalents :

— soit huit passages de rouleaux à pied de mouton de 18 t, pression théorique des pieds 100 kg/cm² pour des levées de 20 cm (couche foisonnée de 25 cm) ;

— soit six passages de rouleaux à pneus de 35 t, pression de gonflage 10 kg, pour des levées de 30 cm (couche foisonnée de 38 cm) (fig. 9).

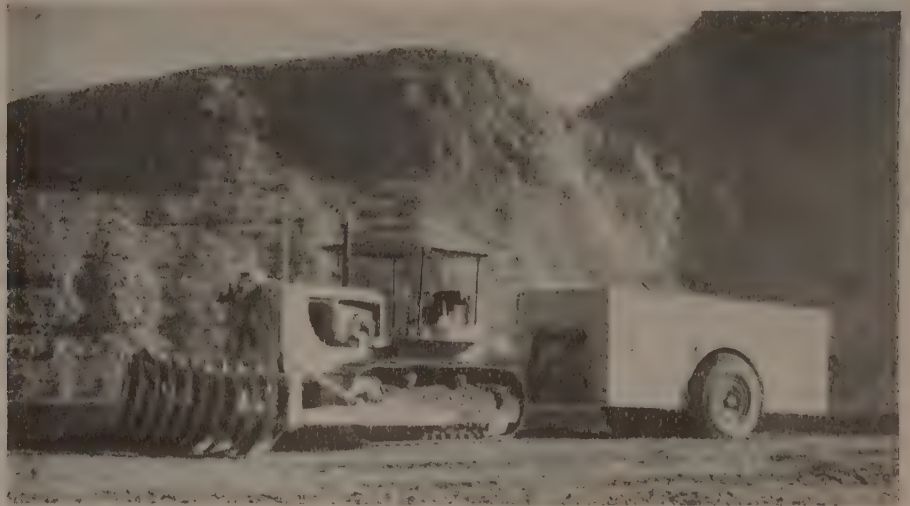
Les rouleaux à pieds de mouton sont sensibles à l'augmentation de la teneur en eau, surtout quand on cherche à compacter du côté humide, comme c'est le cas à Serre-Ponçon, et ne permettent que des levées de 0,20 m. Ils ont provisoirement été abandonnés à la demande de l'entreprise, pour éviter un décalage trop grand entre le niveau du noyau et celui des recharges, et tout le compactage est fait au rouleau à pneus.

Une vérification inattendue de la qualité des matériaux imperméables, compactés d'ailleurs au rouleau à pneus, a été faite au cours de la crue du 14 juin 1957.



FIG. 8. — Ballastière des Lionnets.

FIG. 9. — Rouleau à pneus.



Cette crue, nous l'avons rappelé plus haut, a atteint la valeur exceptionnelle de $1\,700\text{ m}^3/\text{s}$. Une seule galerie de dérivation provisoire, capable d'un débit de $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ était en service, et le chantier de la digue était protégé par un batardeau de 250 m de développement et de 13,50 m de hauteur, dont la crête était arasée à la cote 682,50.

Ce batardeau fut donc submergé par une lame d'eau de 2 m d'épaisseur, se déversant sur un seuil de 130 m, soit un débit de $400\text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit total restitué ne dépassa donc pas $1\,400\text{ m}^3/\text{s}$ et la modeste retenue créée par le batardeau amont joua un rôle important d'écrêtement de la crue. Celle-ci fut, d'ailleurs, sans dommage sur le chantier de la digue, grâce à la mise en service rapide, par l'intermédiaire de l'ancienne fenêtre d'accès, de l'autre dérivation provisoire qui put évacuer les $400\text{ m}^3/\text{s}$ déversés.

Or, le batardeau était constitué, comme la digue :

— par un noyau étanche en matériaux imperméables compactés par quatre passages du rouleau à pneus de 45 t,

— et des recharges venant de l'excavation des galeries et du tout venant alluvionnaire.

Malgré son fonctionnement en déversoir qui dura près de vingt heures, le batardeau eut une tenue excellente. Dès le début, la recharge aval fut rapidement emportée, et le noyau dut, malgré un talus très raide (1/10), non seulement encaisser la poussée hydrostatique, mais aussi résister seul aux effets d'érosion.

Le noyau, bien que constitué de matériaux friables, semble avoir été lentement sculpté jusqu'à atteindre un profil d'équilibre en forme de seuil Creager (fig. 10).

A la décrue, l'ouvrage s'est parfaitement comporté et a pu être économiquement et rapidement réparé.



FIG. 10. — Vue du batardeau après la crue.

Recharges.

Dans le projet primitif, le noyau était protégé à l'amont et à l'aval par deux zones de transitions (dont le rôle est d'éviter l'entraînement éventuel des éléments fins du noyau).

Deux recharges en matériaux alluvionnaires perméables assuraient la stabilité. Ces matériaux, extraits de la ballastière principale située à l'aval du barrage à l'emplacement du futur bassin de compensation, ne devaient comporter qu'un faible pourcentage d'éléments inférieurs à 80 microns.

En réalité, au moment de la réalisation du chenal de raccordement des dérivations provisoires, on a trouvé une quantité importante d'éléments argileux présentant une perméabilité trop faible, tout en ayant une bonne résistance au cisaillement ($\text{angle } \varphi > 40^\circ$).

Il fallait envisager leur mise à la décharge, qui aurait été très onéreuse. On a préféré les utiliser en augmentant le nombre de zones du barrage, et en prévoyant à l'aval un système de deux drains, l'un vertical, l'autre horizontal, de 10 à 5 m d'épaisseur, constitués par des matériaux choisis d'une perméabilité après compactage de 10^{-2} à 10^{-3} cm/s après consolidation. La ligne de saturation reste sûrement dans la zone « drain » et la stabilité de la recharge aval n'est pas modifiée puisque ces matériaux ne sont jamais mouillés.

Les matériaux des recharges sont compactés par quatre passages de rouleaux à pneus de 45 t, 100 litres d'eau par mètre cube étant ajoutés systématiquement sur le barrage au moyen de camions-citernes avec rampes d'arrosage.

Finalement (fig. 7), le barrage comporte d'amont vers l'aval, six zones (voir tableau ci-dessous).

Les alluvions de Durance comportent des galets de plus de 20 ou 30 cm, qui ne sont pas incorporés dans les recharges. Récupérés par hersage, ils sont poussés au

bulldozer sur les parements amont et aval où ils constituent une couche superficielle de protection contre les effets érosifs des eaux de pluie. De plus, sur le parement amont, dans toute la zone susceptible d'être découverte par la variation du plan d'eau, on ajoutera un revêtement de protection en gros blocs de carrière de $0,300 \text{ m}^3$ en moyenne, pour lutter contre l'action destructrice des vagues de plus d'un mètre qui pourront se former les jours de grand vent dans l'immense retenue.

Extraction.

Les matériaux sont extraits au moyen de :

— Deux draglines Bucyrus électriques 150 B de 7 cy de capacité de godet.

— Deux pelles Bucyrus électriques 110 B de 5 cy de capacité de godet pour la ballastière aval.

— Une pelle Bucyrus 110 B pour la ballastière des Lionnets.

— Une dragline 54 B de 2,5 cy pour la ballastière amont, d'où proviennent les matériaux du drain.

Le transport des matériaux jusqu'à la digue est assuré par des semi-remorques Euclid de 25 cy (19 m^3) de capacité (fig. 12).

Ces « bottom-dump » étalent, sans s'arrêter, les matériaux en cordon. Des tracteurs à chenilles Caterpillar D8 assurent l'épandage, le hersage des matériaux et la scarification des levées.

Le chantier dispose de trente-cinq Euclid. La durée moyenne du cycle est d'une demi-heure, si bien que la cadence journalière (deux postes de dix heures) dépasse les prévisions de $20\,000 \text{ m}^3/\text{jour}$.

À la fin de la campagne 1957, la digue atteignait la cote 695 (4 millions de mètres cubes de matériaux en place) (fig. 11).

Zone	Qualité et provenance des matériaux	Coefficient de perméabilité
Recharge amont.	Alluvions les plus perméables existant dans la ballastière aval et utilisation d'un emprunt complémentaire à l'amont (sauf dans la zone basse toujours immergée).	10^{-3} à 10^{-4} cm/s
Zone de transition amont.	Alluvions de Durance extraites à sec dans la ballastière aval, riches en éléments fins (6 % inférieurs à 80 microns).	10^{-5} à 10^{-6} cm/s
Noyau.	Matériaux de la ballastière des Lionnets.	10^{-7} cm/s
Zone de transition aval.	Comme pour celle d'amont.	
Drain.	Alluvions très propres de la ballastière aval ou de la ballastière amont.	10^{-2} à 10^{-3} cm/s
Recharge aval.	Matériaux de la ballastière aval avec fort pourcentage d'éléments inférieurs à 80 microns.	10^{-5} (10^{-3} à 10^{-7})



FIG. 12. — Semi-remorque Euclid de 25 cy.





FIG. 11. — Serre-Ponç

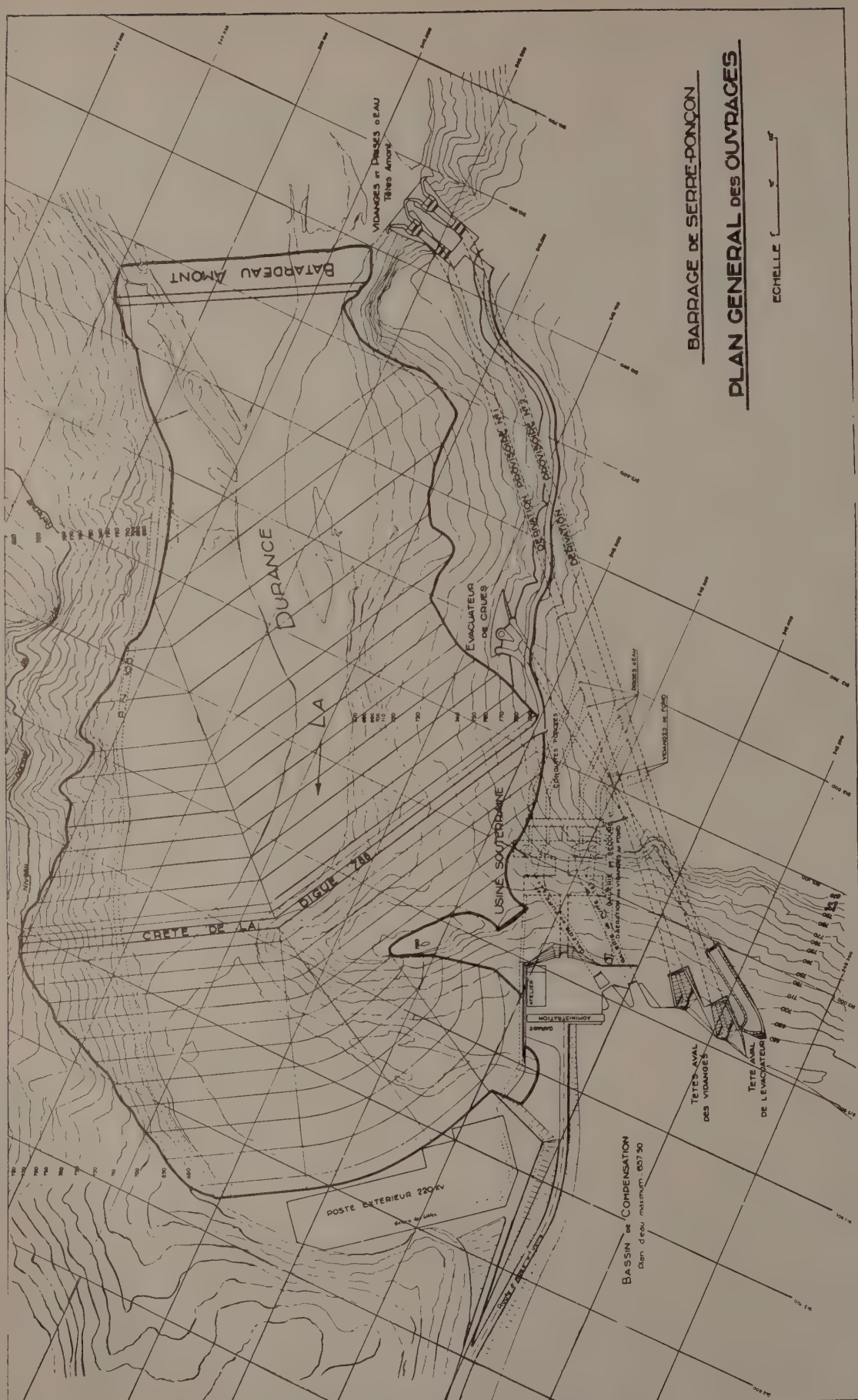


FIG. 13. — Serre-Ponçon. Plan général des ouvrages.



FIG. 14. — Serre-Ponçon. Vue intérieure d'une dérivation provisoire.

Ouvrages annexes.

Dérivations provisoires.

Les galeries de dérivation provisoire ont été excavées dans la falaise rive gauche (fig. 13).

Leur exécution a été entreprise dès le mois de mai 1955 et l'achèvement de la galerie n° 2 a permis la dérivation des eaux de la Durance le 29 mars 1957, étape importante dans l'avancement des travaux.

Elles sont entièrement revêtues et ont une forme circulaire de 9,30 m de diamètre intérieur, l'épaisseur minimum de béton sur pointe étant de 0,60 m (fig. 14).

Elles sont longues, respectivement, de 895 m et de 830 m et comportent :

- une tête amont en béton aux formes étudiées sur modèle réduit, avec un pertuis rectangulaire de 6,20 m de largeur et de 11 m de hauteur ;

- une tête aval constituée par un diffuseur de 45 m de longueur, et un canal divergent limité par des bajoyers verticaux.

Sous un plan d'eau amont à la cote 682, elles sont capables d'évacuer chacune 900 à 1 000 m³/s et ce débit a pu être vérifié lors de la crue de juin 1957, comme il est rappelé plus haut.

Ces deux galeries constituent des ouvrages importants et onéreux, dont l'abandon en fin de chantier est à éviter.

Aussi les utilisera-t-on suivant le dispositif classique comme vidanges de fond.

A cet effet, on réalisera alternativement à l'intérieur de chacune d'elles, un bouchon convergent-divergent de 41 m de longueur environ dans l'axe duquel seront disposées deux vannes chenilles.

La vanne d'amont a une section utile de 5,70 × 2,60 m. Elle peut fonctionner sous toute la charge à la montée et à la descente. A 7 m à l'aval, une seconde vanne ayant une section utile de 5,20 m × 2,60 m permet le réglage du débit. Comme la précédente, elle peut fonctionner sous la charge totale, mais elle est munie en outre d'un dispositif d'asservissement permettant de la maintenir à une ouverture intermédiaire.

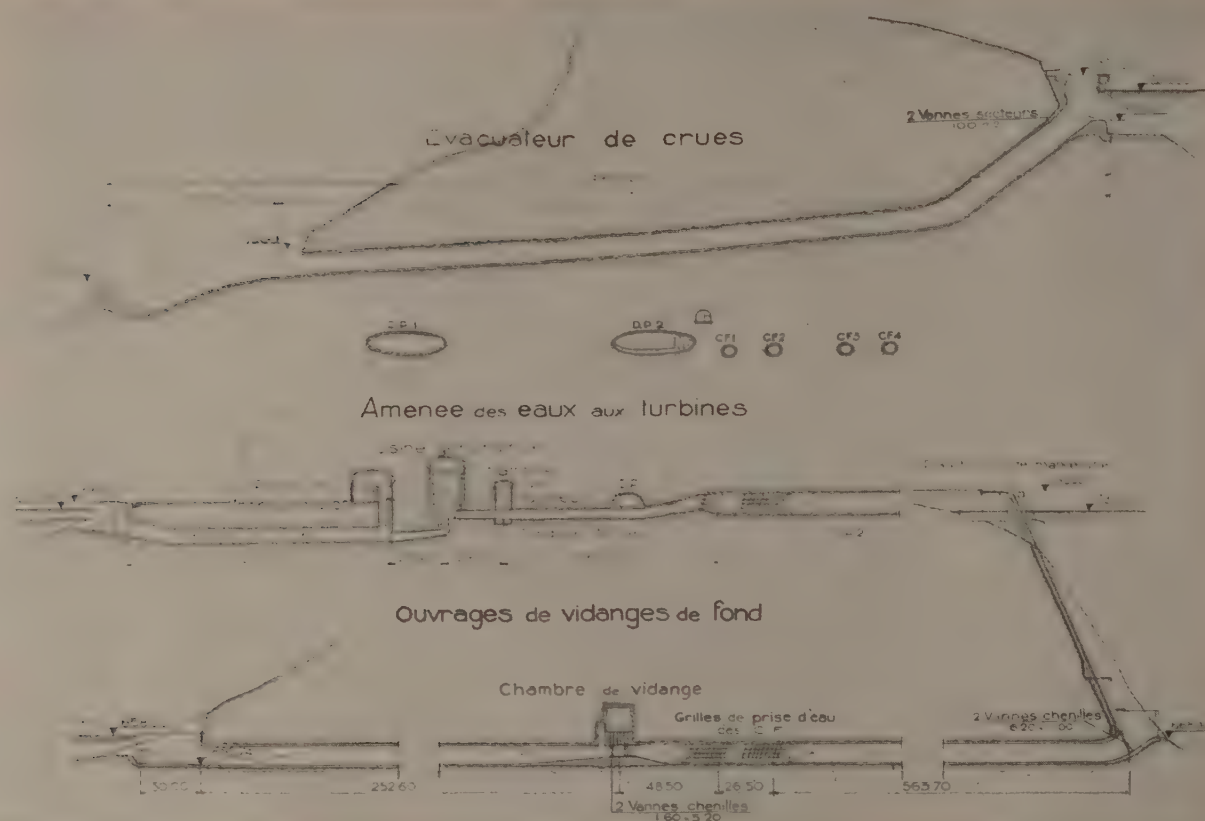


FIG. 15. — Serre-Ponçon. Profils en long des ouvrages annexes.

Cet ensemble est complété par deux conduites de dévasement de 700 mm de diamètre obturées par des robinets vannes de 500 mm de diamètre, fonctionnant sous la charge totale et commandés par servomoteurs.

Les différents organes de commande et les servomoteurs sont installés dans des chambres de manœuvre souterraines excavées immédiatement au-dessus des galeries de dérivation provisoire.

L'aération des jets de vidange ainsi que l'accès aux chambres de manœuvre, soit de l'extérieur, soit de la centrale, sont réalisés par une galerie horizontale de grande section à la cote 668,50 qui sera cloisonnée afin de permettre en tout temps l'accès du personnel.

La présence de ces bouchons entraîne une diminution importante de la section et chaque galerie ne pourra évacuer que 600 m³/s sous la cote normale de la retenue (780).

Mais la disposition originale de Serre-Ponçon réside dans l'utilisation des dérivations provisoires comme conduites d'amenée avec abandon de toute prise auxiliaire.

On a, bien entendu, vérifié que les risques d'envasement des prises étaient improbables.

Les mesures de débit solide effectuées sur la Durance ont montré que la rivière transportait 1 g de matière en suspension par litre, soit moins de 3 millions de tonnes

(ou 1,5 millions de mètres cubes) par an. Quant aux graviers, dont la quantité annuelle roulée ne dépasse pas 200 à 300 000 m³, ils se déposeront suivant le processus classique en queue de la retenue.

A l'inverse des barrages algériens les dépôts ne présentent donc aucun caractère sérieux, vu l'importance de la réserve morte (300 millions de mètres cubes). On pense même que la cote basse adoptée pour les prises permettra de capter des courants de densité, et d'envoyer vers l'aval — sans dommage d'ailleurs pour les turbines, étant donné que les éléments n'en sont pas abrasifs — une partie des limons amenés.

Il faut simplement éviter que, pendant la période de remplissage, les boues ne s'amassent devant les têtes amont et ne gênent la manœuvre des vannes. On a donc amené, par une conduite sous pression, les eaux du torrent de la Blanche, tributaire aval de la Durance. Des ajutages spécialement étudiés créeront, en amont, des zones de turbulence empêchant le dépôt d'éléments fins pendant l'arrêt des groupes.

Le schéma hydraulique (fig. 15) est donc très simple. Il présente le triple avantage de :

- conférer une grande sécurité aux vidanges de fond qui sont branchées sur un circuit presque toujours actif ;
- diminuer les pertes de charges ;
- supprimer les cheminées d'équilibre ;

ces deux derniers avantages provenant de l'utilisation de galeries de grand diamètre pour des débits normaux d'exploitation de 150 m³/s.

Chaque galerie alimente une demi-usine par l'intermédiaire de deux collecteurs de 4,4 m de diamètre.

Leur raccordement, à l'amont des vannes de vidange de fond, comporte un puits rectangulaire de 13 m de longueur et de 6,50 m de hauteur, divisé en deux parties par une pile centrale, et protégé par une grille métallique, dont les barreaux sont parallèles à l'axe de la galerie d'amenée. Deux prises de pression sont prévues de part et d'autre de cette grille pour déterminer le degré éventuel d'obstruction.

Les quatre collecteurs débouchent dans une chambre des vannes souterraine située en amont de la salle des machines et sont obturés chacun par une vanne du type « papillon » de 4 m de diamètre intérieur, prolongée par un tronçon de conduite métallique se raccordant à la bache de la turbine.

Ces vannes sont les seuls organes de fermeture normale du circuit d'eau. Il existe cependant, à la tête amont de chaque galerie, une vanne batardeau capable d'obtenir le puits d'entrée de 60 m² sous une charge de 126 m. Cette vanne, du type chenille, pèse 160 t et peut, en une minute, sous la charge maximum, couper un débit résiduel de 500 m³/s. La durée d'ouverture est de trente minutes.

Deux ouvertures incorporées dans le tablier principal permettent le remplissage préalable de la galerie pour équilibrer les pressions avant ouverture.

L'organe de manœuvre est un servo-moteur monté sur une plate-forme à la cote 790 et actionnant une chaîne de brimballes.

En exploitation courante, les vannes seront ouvertes et dégageront simplement les puits d'entrée. Pour leur visite et leur démontage éventuel, il faudra les amener sur une plate-forme à la cote 775, opération qui exigera le démontage successif de toutes les brimballes et un délai de plusieurs jours.

Une rupture simultanée (accidentelle ou sabotage) des chaînes de brimballes des deux vannes rendrait impossible l'exploitation et la vidange de la retenue. Aussi a-t-on prévu au-dessus de chaque prise une galerie de secours inclinée de 3,70 m de diamètre débouchant dans la galerie principale et obturée par une voûte explosible en béton.

Chaque voûte est accessible soit par une nacelle se déplaçant dans le reniflard de la vanne, soit par la galerie d'amenée.

La galerie de secours peut débiter les 150 m³/s nécessaires aux deux groupes sous la cote minimum d'exploitation. En cas d'incident, on peut ainsi vidanger la retenue et procéder au repêchage des vannes sous une hauteur d'eau raisonnable.

Évacuateur de crues.

Un évacuateur de crues souterrain, creusé dans la rive gauche, est prévu pour évacuer, sous la cote de retenue

normale (780), un débit de 2 000 m³/s environ et même de 2 200 m³/s à la saturation.

Il est constitué essentiellement par :

— une tête à l'air libre comportant deux puits de 8,50 m de largeur et 22 m de hauteur, dont le seuil est arasé à la cote 765, séparés par une pile centrale, et pouvant être obturés par une vanne secteur de 20 m de hauteur et 8,50 m de largeur ;

— une galerie de raccordement de section variable et inclinée à 75 % ;

— une galerie circulaire de 9,30 m de diamètre intérieur, d'une longueur de 326 m environ, de 3,8 % de pente ;

— une doucine revêtue, creusée à l'air libre dans le rocher et aboutissant à une cuillère de dissipation d'énergie, spécialement étudiée sur modèle réduit pour rejeter les eaux dans le lit de la Durance, le plus loin possible de la rive.

On peut donc évacuer :

— par les deux vidanges de fond	1 200 m ³ /s
— par l'évacuateur de crues	2 200
au total	<u>3 400 m³/s</u>

De plus, on dispose d'une revanche de sécurité de 8 m entre la cote de retenue normale et la crête de la digue, qui permet de disposer d'une réserve d'écrêtement de 240 millions de mètres cubes.

On a vérifié qu'une crue de 6 000 m³/s qui durerait vingt-quatre heures, n'entraînerait pas de déversement sur le barrage, alors que la plus forte crue connue (1856) n'a atteint que 1 800 m³/s en pointe pendant quelques heures.

Usine souterraine.

L'usine souterraine est creusée dans le rocher du lias supérieur, d'une excellente tenue. Elle comporte trois salles disposées parallèlement et abritant respectivement les vannes de pied, les groupes générateurs et les transformateurs (fig. 16).

Salle des vannes.

Les vannes de pied dont nous avons déjà parlé, sont installées dans une salle séparée qui débouche dans la salle des machines à l'étage des turbines.

Elle a 91,65 m de longueur, une largeur de 5 m portée à 7,70 m au niveau des poutres de pont roulant. Sa hauteur maximum sous voûte est de 19 m.

Entre chaque vanne est ménagé un merlon rocheux constituant, après montage des vannes, l'appui d'un plancher de manœuvre.

Un pont roulant de 50 t dessert l'ensemble de la salle des vannes.

GALERIE DES VANNES SALLE DES MACHINES POSTE DE TRANSFORMATION

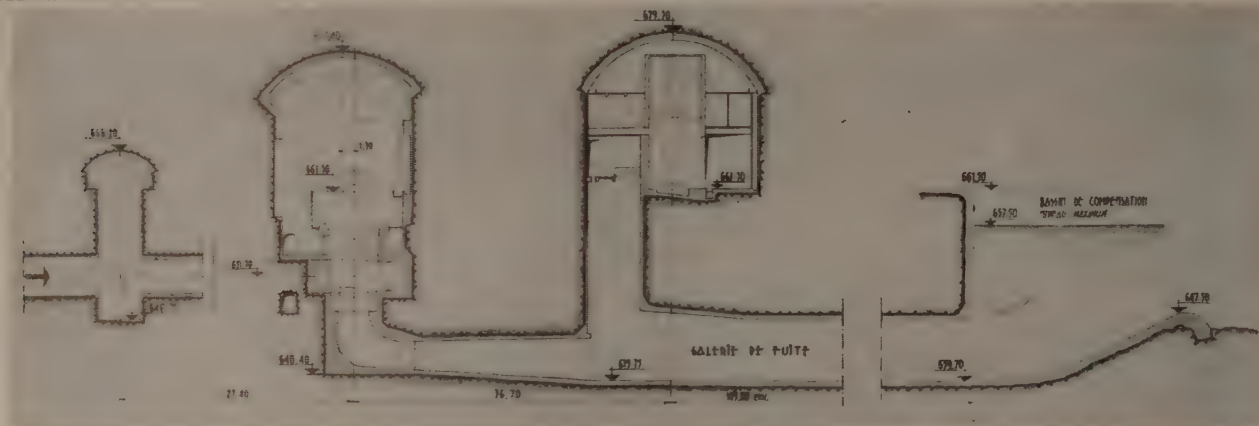


FIG. 16. — Serre-Ponçon. Usine souterraine.

Salle des machines.

La salle des machines, d'une longueur totale de 110 m environ, y compris le local réservé à la climatisation, a une largeur excavée de 20 m et une hauteur de 35,60 m entre le niveau du fond des aspirateurs et celui de la voûte après bétonnage.

Elle abritera quatre groupes débitant chacun $75 \text{ m}^3/\text{s}$ sous la chute brute maximum de 122,50 m.

Chaque turbine verticale Francis de 114 000 ch environ, entraîne à la vitesse de 114 tr/mn un alternateur du type fermé auto-ventilé, d'une puissance apparente de 90 000 kVA en régime continu sous un facteur de puissance de 0,90. La tension entre phases à la sortie de l'alternateur est de 10,3 kV.

La salle des machines se compose de deux demi-usines disposées de part et d'autre de la plage de montage, accessibles par une galerie d'entrée de $7,15 \text{ m} \times 7,35 \text{ m}$, soit 45 m^2 de section débouchant sur la plate-forme extérieure à la cote 661,50.

La voûte de 16,75 m de portée est bétonnée. Il en est de même des parements amont et aval jusqu'à la cote de la plage de montage. Mais au-dessus de cette cote, le rocher est laissé apparent dans toutes les zones où le permet sa qualité.

Les deux ponts roulants, d'une puissance unitaire de 150 t et de 15,25 m de portée entre rails, sont dissymétriques. Le pendage du rocher a permis d'accrocher à la voûte la poutre amont du pont, alors qu'on a dû conserver la disposition classique avec poteaux pour la poutre aval.

Le poste de commande est situé entre la salle des machines et le poste de transformation.

Poste de transformation.

Le poste de transformation est logé dans une excavation souterraine de 82,65 m de longueur et de 19,60 m de largeur. Sa hauteur est de 17 m. La voûte est également bétonnée.

Il abritera quatre transformateurs triphasés à deux enroulements (10,3 kV-150 ou 225 kV), d'une puissance unitaire de 90 000 kVA.

Les barres 10,3 kV sont placées dans une galerie inclinée (une par groupe) excavée à travers le merlon rocheux pour relier directement le transformateur à l'alternateur correspondant.

L'évacuation en haute tension vers le poste de départ s'effectue par des câbles à huile du type monophasé. Le décuage est réalisé dans la salle des machines, les transformateurs se déplaçant sur une voie de roulement ménagée dans la galerie d'accès.

La restitution des eaux turbinées s'effectuant par deux galeries en charge, on a prévu deux chambres d'expansion situées le long du parement amont du poste de transformation, ayant chacune une longueur de 35 m environ, une largeur de 6,10 m et une profondeur de 22 m. Isolées des cellules des transformateurs par un mur, elles sont également obstruées par des portes étanches au droit de la galerie d'accès. Seule la partie supérieure est en communication avec la galerie de ventilation des vidanges de fond.

Galerie de fuite.

Chaque demi-usine possède une galerie de fuite de 105 m environ de longueur et de 56 m^2 de section, dont le radier est à la cote 639,75.

La tête aval peut être obturée par des batardeaux métalliques manœuvrés à partir de la plate-forme générale extérieure de l'usine (661,50).

Bassin de compensation.

La restitution est réalisée dans un bassin de compensation d'une capacité utile de 6 millions de mètres cubes (à la cote 657,50), permettant d'étaler sur vingt-quatre heures les débits de pointe de l'usine de Serre-Ponçon. Cette capacité est créée par un petit ouvrage implanté à 3 km à l'aval de l'usine, à l'extrémité de la ballastière d'où sont extraits les matériaux perméables du barrage.



FIG. 17. — Retenue et rétablissement des communications.

Il comporte une partie en béton, constituée par quatre passes de 22 m de largeur, prolongée sur la rive gauche de la Durance par une digue en terre de très faible hauteur (5 m au-dessus du terrain naturel). A l'extrémité de cette digue est prévue la prise d'eau de la chute de Curbans, qui sera ultérieurement réalisée à l'aval de l'aménagement de Serre-Ponçon.

Les pertuis sont fermés par des vannes secteur de 8,10 m de hauteur et de 22 m de largeur. Un pont-route de 6 m de chaussée permet le franchissement de la Route Nationale 100.

Poste de départ.

Le poste extérieur 220/150 kV comporte cinq départs. Il est implanté sur la plate-forme aval au pied de la digue. Les Services annexes de la production sont installés dans des bâtiments situés dans la cour de l'usine.

L'ensemble des ouvrages annexes et de l'usine représente :

- 450 000 m³ de terrassements en souterrain.
- 220 000 m³ de béton.

Rétablissement des communications.

La retenue de Serre-Ponçon couvre 2 800 ha, submerge deux agglomérations (au total 1 200 habitants) : Savines et Ubaye, ainsi que des voies de communications très développées dans la Vallée de la Durance comme dans celle de l'Ubaye.

Les principaux itinéraires submergés sont (fig. 17) :

- Sur la R N 100 de Marseille à Barcelonnette, 16 km entre Espinasses et le Lauzet.
- Sur la voie ferrée Gap-Briançon, 14,500 km entre entre Chorges et Embrun.
- Sur la R N 94 de Gap à Briançon, 14 km entre les mêmes villes.

Si l'on y ajoute les itinéraires secondaires, on arrive à un total de :

- 14,5 km de voie ferrée,
- 50 km de routes environ

et l'ensemble du rétablissement des communications entraîné par la retenue de Serre-Ponçon représente un

montant de dépenses égal à celui des travaux de génie civil du barrage, de l'usine et des ouvrages annexes.

Électricité de France a, bien entendu, la charge du rétablissement des itinéraires à l'équivalent, et en effectue les travaux, en majeure partie, directement. Les voies routières étant reconstruites pour répondre aux besoins futurs de la circulation, le Service des Ponts et Chaussées prend en charge le supplément des dépenses.

Mais alors que les voies submergées étaient d'un tracé facile, dans le fond des vallées, les nouveaux itinéraires se développent sur les flancs de montagnes fréquemment entaillées par de larges ravins. Leur franchissement est prévu soit avec des remblais, soit avec des ouvrages en béton armé ordinaire ou précontraint et des ponts métalliques.

Le terrain naturel (marnes noires de l'Embrunais) pose parfois des problèmes de fondations délicats pour les piles de pont.

À l'inverse, les grands remblais peuvent s'accommoder de terrains médiocres s'ils sont stables, mais il faut assurer leur bonne tenue pour les routes et surtout pour la voie ferrée, et leur compactage doit être effectué avec beaucoup de soin. Ils nécessitent enfin des ouvrages de fond importants pour l'évacuation des eaux de la partie amont du bassin versant du ravin traversé. Mais chaque fois qu'un emprunt facile de matériaux de qualité suffisante peut être fait dans le voisinage, l'étude a montré leur intérêt économique.

Finalement, le nouveau réseau de communications, en ne signalant que pour mémoire les voies secondaires de désenclavement (Rousset ...) est le suivant :

Liaison Marseille-Barcelonnette. RN 100.

La nouvelle RN 100 traverse la Durance, nous l'avons dit, sur le barrage du bassin de compensation.

Elle se développe rive gauche et monte jusqu'au plateau de la Bréole (cote 950), retrouve le CD 7 et en suit à peu près son tracé convenablement amélioré et élargi.

Elle se raccorde à son ancien tracé dans la vallée de l'Ubaye à la cote 1150 au Pas de la Tour, soit une déviation totale de 19 km. Son tracé — elle est déjà en service — est particulièrement apprécié par les usagers, et le village de la Bréole, autrefois isolé, se trouve désormais sur un grand itinéraire touristique.

Le profil type comporte une chaussée de 6 m sur une plate-forme de 9 m. La pente maximum est de 5,9 % et le rayon minimum des courbes est de 50 m, mais neuf courbes sur cinquante-trois ont un rayon inférieur à 100 m.

Elle comporte un souterrain de 205 m, quelques remblais (Rejérasses, Boneisse, etc...), un pont en béton armé de 87 m sur le ravin de Barjavel.

Les talus d'exposition Nord ont dû être aplatis à 3/2 et même 2/1, et on a même dû revêtir certains talus par une couche d'alluvions de 0,50 m d'épaisseur pour protéger les terres argileuses contre l'effet de l'eau et du gel.

RN 854.

Pour assurer la liaison entre la Vallée de l'Ubaye et la Haute-Vallée de la Durance, une route nouvelle RN 854 empruntera des chemins départementaux améliorés et même une ancienne route militaire, soit :

9,200 km de route nouvelle
et 11,500 km de chemins rectifiés.

La chaussée prévue est de 5 m sur plate-forme de 6,50 m.

Les ouvrages d'art importants sont :

— un pont en béton armé de 96 m à trois travées sur l'Ubaye,

— des ponts sur les torrents traversés (Blache, Clarée, Noyerée) d'une longueur totale de 287 m,

— un ouvrage de 110 m comportant un arc en béton armé de 70 m d'ouverture,

— enfin, près de Savines, un remblai de 20 m de largeur en crête et de 95 m de longueur traité en digue, afin d'établir un plan fixe sur le torrent de Barnafrey.

Liaison Marseille-Gap-Briançon.

Elle comporte à la fois le rétablissement de la RN 94 et celle de la voie ferrée Veynes-Gap-Briançon.

La liaison routière Marseille-Briançon passe désormais par Gap. Toutefois, le CD n° 11 remontant la Vallée de l'Avance sera amélioré pour offrir aux poids lourds un itinéraire légèrement moins long et surtout plus facile.

À l'amont de Chorges, la nouvelle voie ferrée est rétablie sur un tronçon indépendant de 2,900 km avec deux souterrains (de 880 m au total).

Puis, les caractéristiques imposées pour le rétablissement de la RN 94 afin de permettre une circulation à grande vitesse, étant voisines de celles de la voie ferrée (courbes de 300 m), on a pu jumeler la plate-forme de la Route Nationale et celle de la voie ferrée, sur une partie commune de 6,100 km jusqu'au droit de Savines (intervalle entre axes 11,25 m, voie ferrée située du côté montagne).

En amont de Savines, la topographie de la rive droite que doit obligatoirement suivre la voie ferrée pour se raccorder à l'ancien tracé, nécessite de nombreux souterrains (plus de 1 500 m sur une longueur de 5,500 km).

Au contraire, la RN 94 actuelle, qui franchit à Savines la Durance sur un pont de faible portée à la cote 745, reprend de l'altitude bien avant les approches d'Embrun et sort du périmètre de submersion sur la rive gauche.

Un ouvrage de traversée était indispensable, et différents sites ont été envisagés. Les solutions étant économiquement équivalentes, ce sont des considérations administratives visant la desserte du nouveau village de Savines, reconstruit sur la rive gauche alors que la gare est sur la rive droite, et celle du Hameau des Crottes, qui ont imposé un emplacement voisin du pont actuel.

Un dernier tronçon, de 2,500 km, rejoint l'ancien tracé de la RN 94 près du torrent du Boscodon.

Mais la largeur de la retenue à Savines est de 1 200 m.

Il s'agit donc d'un très important ouvrage qui comporte :

- des remblais d'accès : 200 m rive droite,
— 76 m rive gauche
- un viaduc de 924 m de long
largeur de la chaussée : 7 m
largeur de chaque trottoir : 1 m
Force portante : convoi militaire type de troisième classe.

Le choix de la longueur et du type du viaduc a été fait après étude des offres des entreprises consultées.

Viaduc de Savines (fig. 18).

Le viaduc, dont la voie est à la cote 785,20, est composé de onze travées de 77 m de portée, et de deux travées de rive de 38,50 m.

À la construction, il est formé de piles élevées isolément (hauteur pouvant atteindre 43 m) en tête desquelles sont lancées symétriquement deux consoles de 36 m. Chaque console est constituée d'éléments successifs de 3,55 m accrochés chacun à l'élément précédent, et progressant de façon symétrique à partir de la pile.

En fin de construction, les consoles constituant une même travée sont liées par leurs extrémités (formant clé de la travée) par un dispositif assurant la liaison dans le sens vertical mais laissant subsister une certaine élasticité et un jeu limité dans le sens horizontal.

L'ouvrage, fondé sur les alluvions avec une profondeur d'encastrement variant de 7 à 13 m (contrainte sur le sol 5 kg/cm² maximum, 0,5 kg/cm² minimum) sera réalisé en béton précontraint et aura les caractéristiques ci-après.

Piles.

- Section carrée type caisson de 5 m de côté et 0,40 d'épaisseur de paroi, hauteur variant de 16 à 43 m.

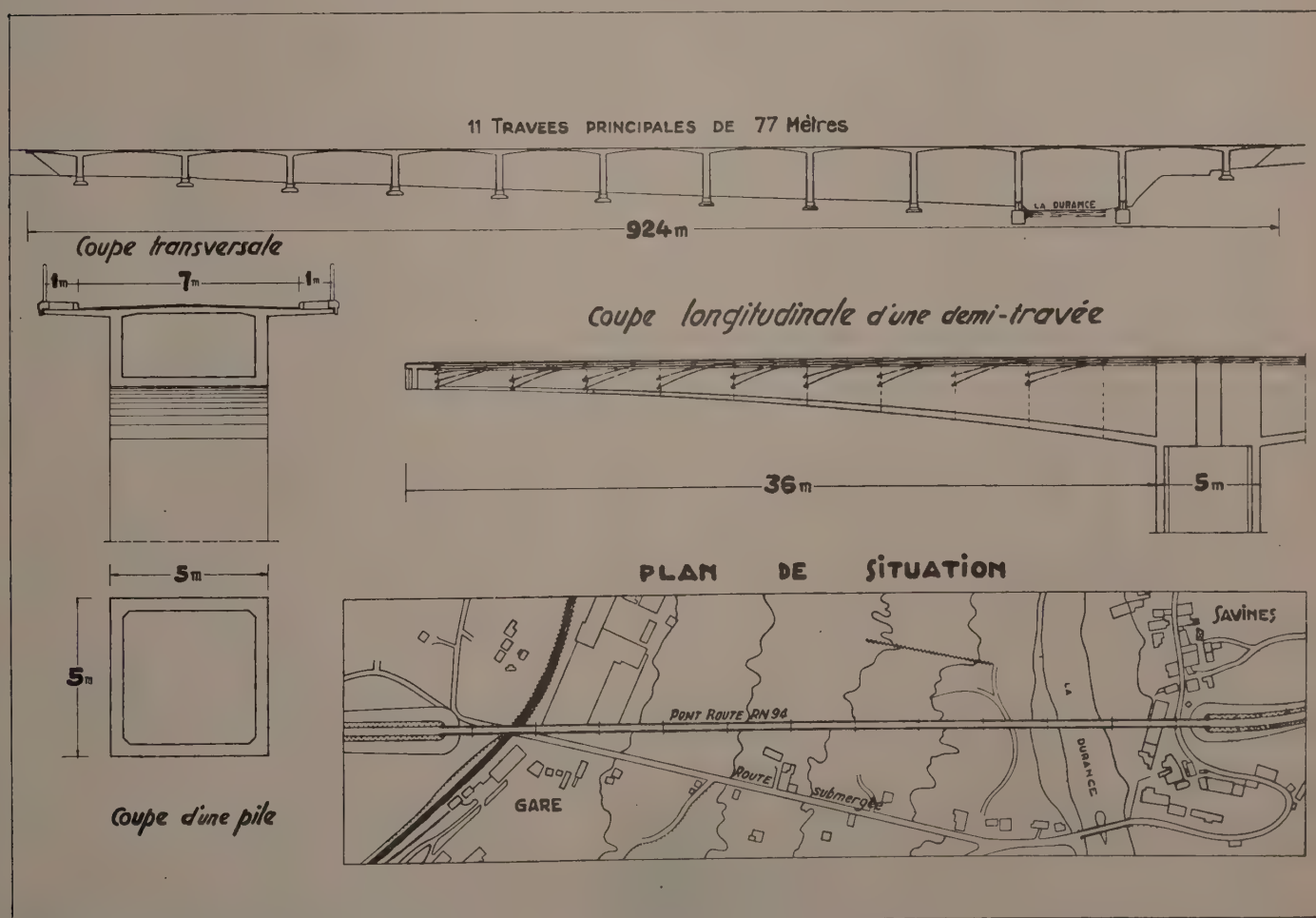


FIG. 18. — Pont de Savines.

Consoles et tablier.

— Section rectangulaire type caisson de 5 m de large et de hauteur variable suivant la courbe d'intrados (de 1,15 à 4,15 m).

Dalles latérales placées en encorbellement de part et d'autre de la semelle supérieure du caisson et portant la largeur du tablier à 9,20 m.

Courbe d'intrados circulaire de la cote 781 aux naissances, à la cote 784 à l'articulation.

Autres ouvrages importants.

Il existe également un grand nombre d'ouvrages importants, d'ailleurs rassemblés dans un cercle de quelques kilomètres de rayon. Le tableau ci-dessous en résume les caractéristiques et montre que la liaison Gap-Briançon (route et voie ferrée) exige en chiffres ronds :

460 000 m³ de déblais en grandes tranchées,
1 900 000 m³ de grands remblais,
2 500 m de tunnel ferroviaire,
1 650 m de ponts routiers.

Voie	Ouvrage	Longueur	Hauteur maximum	Observations
		m	m	
Voie ferrée = VF				
RN 94 = VR				
Tracé mixte = VF et VR				
VF	Souterrain de la Treille.	580		
	Souterrain des Charrières.	300		
VR	Tranchée des Charrières.	485	27	240 000 m ³
VF et VR	Remblai de Marasses.	300	35	260 000 m ³
	— de Vières.	130	34	125 000 m ³
	— des Aubépines.	150	32	135 000 m ³
	— du Pintron.	90	23	46 000 m ³
	— des Adroits.	90	36	130 000 m ³
	— du Champ Bichas.	220	29	220 000 m ³
	— de la Combette.	100	34	100 000 m ³
	— des Bouchards.	250	20	220 000 m ³
VF	Souterrain de Serre-Turin.	180		
—	Souterrain de l'Estrée.	305		
—	Viaduc de l'Estrée.	140	27	Ouvrage en béton armé de 98,6 m de longueur entre culées, arc de 51 m d'ouverture.
—	Souterrain du Villaret.	930		
VF	Pont du Riou-Bourdou.	255	39	Pont-route en béton précontraint. Pont voie ferrée métallique quatre portées de 47,7 + 63,6 + 63,6 + 47,7 hors culées.
—	Pont du Réallon.	165	16	Pont voie ferrée métallique.
VF et VR	Remblai de la gare de Savines.	830		580 000 m ³
VR	Pont de Savines.	924		Pont-route en béton précontraint.
VR rive gauche	Remblai de la Combe Aura.	120	30	125 000 m ³

III. L'AMÉNAGEMENT DE LA BASSE-DURANCE

Pour bénéficier largement de la régularisation entraînée par Serre-Ponçon, il fallait — nous l'avons déjà dit — aménager jusqu'à la cote zéro la section de Durance en aval du confluent du Verdon. On l'appelle Basse-Durance, encore que ce vocable soit très relatif, puisque la rivière, à 106 km du Rhône, y coule à la cote 256.

Après de longues études, on a décidé de reprendre un ancien tracé de la Durance qui, au début de l'époque quaternaire, se jetait directement dans la Méditerranée par le Seuil de Lamanon. C'est là que passent d'ailleurs, depuis des siècles, les grands canaux d'irrigation de la Basse-Provence.

On utilisait ainsi, au maximum, pour la production d'énergie, les eaux agricoles, et on pouvait les restituer au plus près des grands périmètres de culture. Cet argument prend toute sa valeur si l'on se souvient que l'agriculture prélève près de la moitié du cube annuel disponible.

On pouvait, de plus, réalimenter les canaux agricoles à partir des ouvrages industriels et supprimer les prises en rivière vétustes et incertaines, dont l'exploitation grevait lourdement les budgets des Syndicats d'irriga-

tion. Cet avantage n'a pas été étranger à l'accord définitif donné par les collectivités locales, dès qu'Électricité de France, après des centaines de milliers d'observations et des essais in-situ — eut apporté aux esprits les plus sceptiques la preuve formelle qu'une dérivation notable des eaux superficielles de la Durance n'aurait pas d'influence sur les caractéristiques de la nappe alluviale.

Finalement, l'aménagement de la Basse Durance est constitué par un canal de 80 km de long, capable de 250 m³/s partagé en cinq biefs alimentant chacun une importante usine (fig. 19).

Le tronçon latéral à la Durance comporte les trois biefs de Jouques, Saint-Estève-Janson et Mallemort, alimentés par une prise unique : le barrage de Cadarache, mais chaque canal de fuite peut restituer en rivière, ce qui assure l'indépendance des chantiers.

La dérivation vers l'Étang de Berre se limite à deux biefs (Salon et Saint-Chamas), mais leur exécution, faute de restitution intermédiaire, devra être simultanée.

Ces deux chutes dépendent normalement de la prise de Cadarache. On a cependant prévu une prise complé-



FIG. 19. — Aménagement de la Basse-Durance. Schéma général.

mentaire à Mallemort, d'une part pour capter les débits du bassin versant intermédiaire (1 040 km²), qui ne sont pas négligeables (520 millions de mètres cubes par an), et, d'autre part, pour assurer à la fois la sécurité d'alimentation des usines de Salon et Saint-Chamas, et celle des canaux agricoles en cas d'interruption accidentelle ou voulue de la chaîne Jouques-Mallemort.

Une troisième prise est également envisagée à Bompas, en vue d'alimenter les canaux d'irrigation de l'extrême aval après le prélèvement industriel.

Bien entendu, l'envoi de 250 m³/s d'eau douce dans l'Étang de Berre soulève quelques problèmes complexes.

Sans insister sur les conséquences, pour la navigation dans le Canal de Caronte qui relie l'Étang de Berre à la Méditerranée et pour l'exploitation des importants marais salants installés sur les rives, évoquons rapidement le problème des apports solides.

Les biefs de Salon et Saint-Chamas transporteront les eaux naturelles de la Durance, à la satisfaction des usagers agricoles, mais la décantation des limons doit être faite avant de rejeter les eaux dans l'Étang de Berre pour éviter le relèvement des fonds déjà trop hauts pour la navigation des pétroliers.

Le délimonage s'effectuera dans un bassin fermé, créé en bordure de l'Étang par une simple digue, et sera facilité par les dimensions prévues (250 ou même 500 ha) comparées à l'apport solide qui est de l'ordre de un million de mètres cubes par an.

* * *

Il reste, dans ce tour d'horizon rapide, à évoquer les caractéristiques techniques de ce vaste complexe énergétique dont la production moyenne annuelle est évaluée à

2 300 millions de kWh

et dont l'importance des travaux est résumée dans le tableau ci-après :

Chute de Jouques.

La chute de Jouques comporte (fig. 20) :

- Le barrage de retenue de Cadarache, commun à l'ensemble de l'Aménagement;
- Un canal d'amenée de 7,400 km;
- Une galerie d'amenée en charge de 2 km;
- Une usine extérieure à toit ouvrant;
- Un canal de fuite de 2,800 km.

Barrage de Cadarache.

Au droit de Cadarache, la Durance, qui vient de recevoir le Verdon, a un lit majeur de près d'un kilomètre.

Le barrage (fig. 21), implanté près de la rive gauche, peut écouler la crue millénaire (6 000 m³/s). Il est formé de cinq passes de 25 m d'ouverture chacune, obturées par des vannes secteurs, et est raccordé à la rive droite de la rivière par une digue insubmersible de plus de 2 km dont le tracé a été étudié pour faciliter l'entonnement.

Les piles sont profilées et ont 5 m d'épaisseur en élévation et 24 m de hauteur au-dessus de la fondation. La pile de la rive gauche est double, et comporte, en son centre, un puits de 5 m permettant l'évacuation du dégraveur.

Les radiers, également fondés au rocher, sont constitués par des massifs avec une galerie d'égouttement de 4 m de rayon parallèle à l'axe du barrage, et une galerie perpendiculaire formant drain dans l'axe de chaque passe.

L'étanchéité du barrage est assurée à l'amont par un parafoiille de 3 m d'épaisseur descendu au rocher sain et complété par un voile profond.

L'ouvrage de prise destiné à dériver 250 m³/s comporte :

Chute	Déblais		Remblais	Surface de revêtement des canaux	Béton	
	Air libre	Souterrain			de revêtement	autres ouvrages
	millions de mètres cubes	millions de mètres cubes	millions de mètres cubes	millions de mètres cubes	m ³	m ³
Jouques.	3,5	0,250	2,9	0,500	100 000	250 000
Saint-Estève.	8,5		4	1,450	220 000	120 000
Mallemort.	3,6		2	0,900	140 000	100 000
Salon.	4		1,5	0,850	130 000	150 000
Saint-Chamas.	3,4	0,100	1,3	0,700	110 000	100 000
Totaux.....	23	0,350	11,7	4,400	700 000	720 000
					1 400 000	

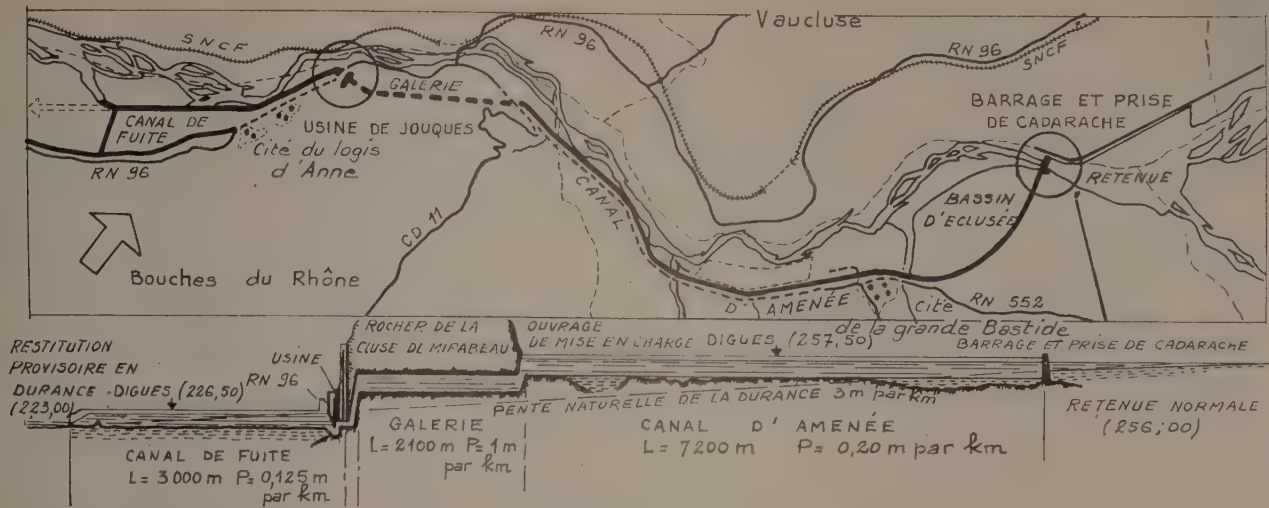
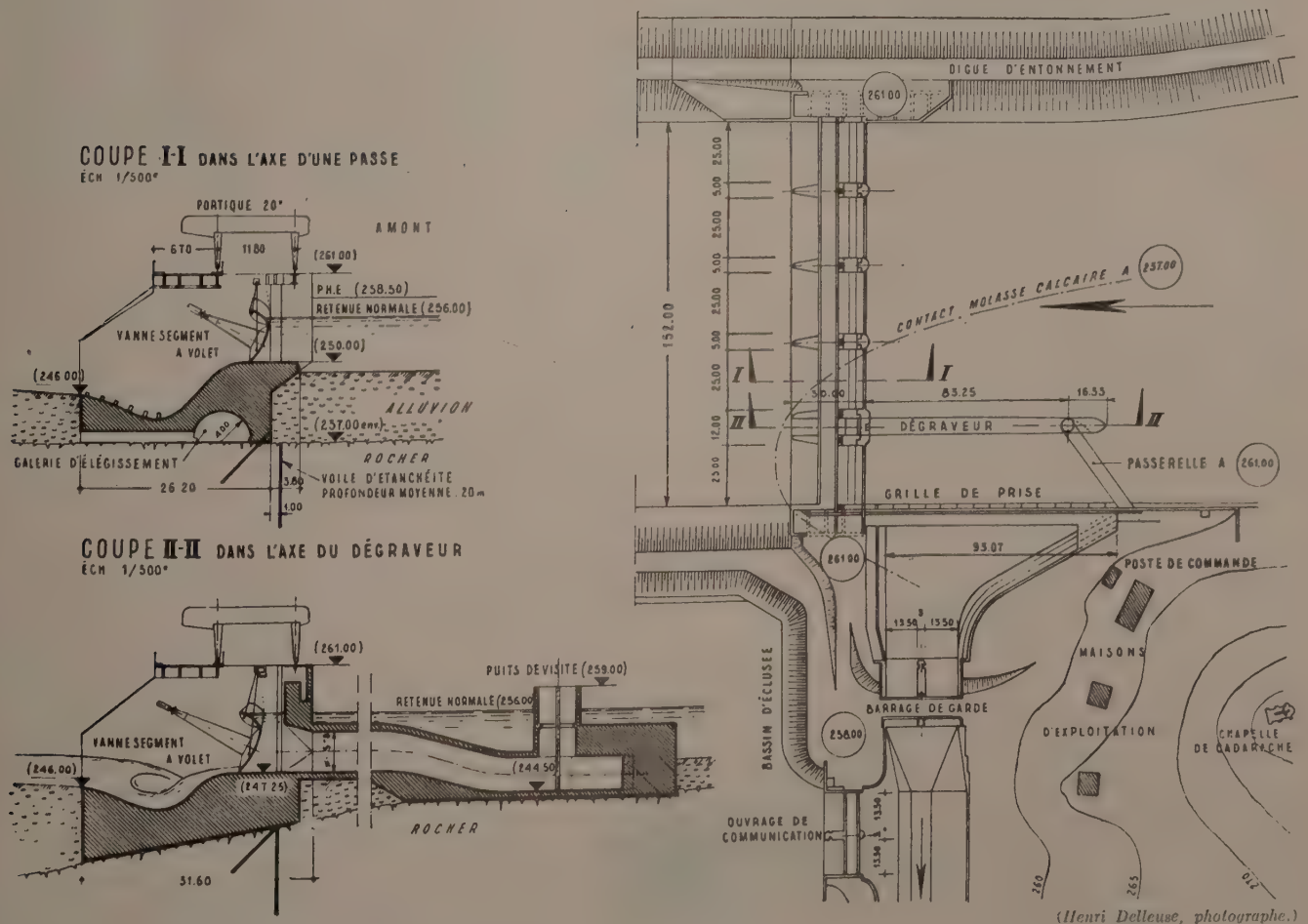


FIG. 20. — Plan d'ensemble de la chute de Jouques.



(Henri Delleuse, photographie.)

FIG. 21. — Barrage de Cadarache.

- Un seuil fondé au rocher de 94 m de longueur, équipé d'une grille fine de 375 m² de surface,
- Un convergent de 60 m de longueur, raccordant le seuil à l'ouvrage de garde,
- Un ouvrage de garde avec deux passes de 13,50 m d'ouverture chacune, obturées par des vannes de 9 m de hauteur.

Ces travaux, actuellement très avancés, ont été effectués à l'abri d'une enceinte de palplanches unique de 3 500 m².

Canal d'amenée.

Le canal d'amenée est à berges horizontales arasées à la cote 257,50, pour permettre les variations de régime et les éclusées.

Long de 7,400 km, il est creusé à l'amont dans les alluvions de la Durance, et à l'aval dans des criques rocheuses recouvertes de limon.

Il est franchi par trois ponts en béton précontraint de 38 m de portée pour rétablir les communications routières du village de Saint-Paul-lès-Durance, et les accès aux propriétés rurales qui se trouvent entre le canal et la Durance.

Sa section est trapézoïdale avec talus à 3/2 (fig. 22) :

- Largeur du radier..... 8,60 m
- Largeur au niveau des berges . 40 m
- Profondeur moyenne 10,50 m
- Section d'écoulement 125 m² environ.

Il est entièrement revêtu en béton exécuté en trois phases :

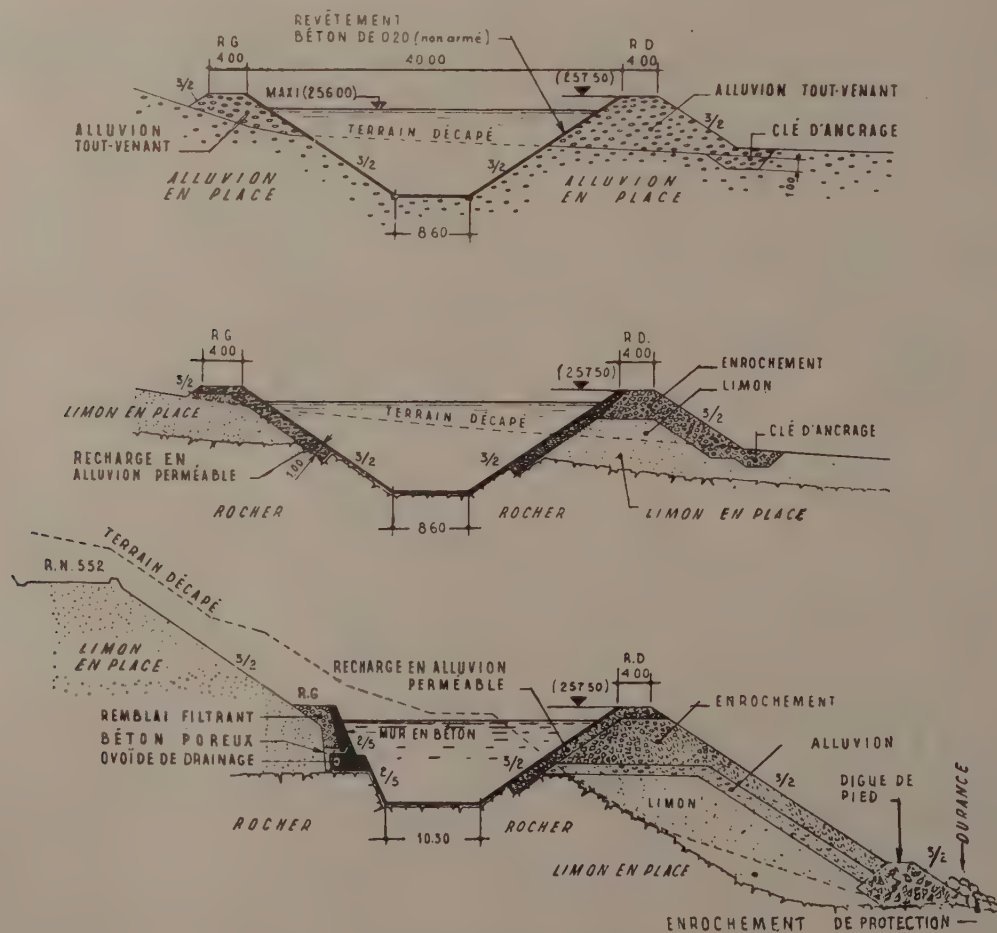
- longrines,
- radier,
- berges.

Longrines.

Les longrines (hauteur 0,40, section 0,25 m²) sont coulées à la main sur les deux rives, à la cadence de 1 000 m par mois en moyenne.

Radier (fig. 23).

Le radier est coulé entre les longrines sur le sol compacté et nivelé ou, quand le terrain est rocheux, sur une recharge de 10 cm, à l'aide de vibro-finisseuses de pistes.



(Henri Delleuse, photographie.)

FIG. 22. — Canal d'amenée de Jouques. Profils-types.



FIG. 23. — Jouques. Canal d'amenée. Revêtement du radier en cours.

La cadence moyenne est de 250 m soit 380 m³ de béton par jour.

Berges.

Les berges dont la pente est de 3/2 sont d'abord recouvertes soit d'une recharge alluvionnaire compactée de 1 m d'épaisseur, soit d'un béton maigre de reprofilage dans les rognons rocheux traversés.

Elles sont revêtues ensuite sur 0,20 m d'épaisseur, à l'aide d'une répandeuse vibro-finisserie travaillant sur la tête des talus et assurant une mise en place continue du béton parallèlement à l'axe du canal, à la moyenne de 80 m soit 320 m³ de béton par poste.

Des curring-compounds sont employés pour protéger le béton contre la dessiccation, et les joints découpés à la scie sont bourrés avec des produits noirs.

Galerie d'amenée (fig. 24).

Le défilé du Pont-Mirabeau oblige le canal à passer en souterrain sur une longueur de 2 km.

La galerie, en forme de fer à cheval et entièrement revêtue, de 78 m² de section mouillée, est en charge (10 m environ sur le toit).

Vers l'extrémité aval, se détache une autre galerie de 6 m de diamètre et 100 m de longueur qui aboutit au déchargeur, assurant la continuité du débit vers les futures usines d'aval en cas d'arrêt d'un ou de plusieurs groupes de l'usine de Jouques.

La galerie principale se termine par un répartiteur en charge d'où partent les trois collecteurs de 6 m de diamètre et de 75 m de longueur qui alimentent l'usine.

Usine et cheminées d'équilibre.

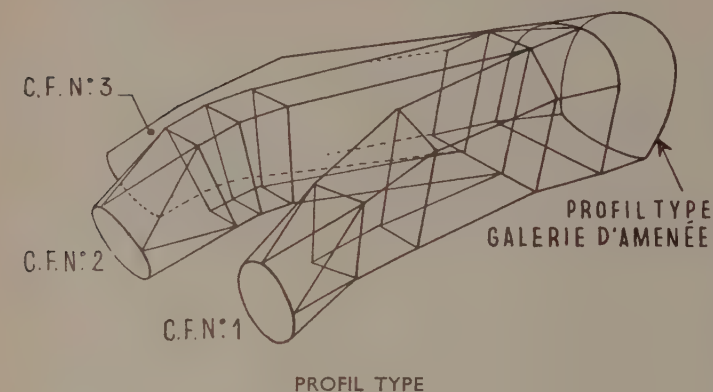
L'usine, fondée sur un versant calcaire, abrite trois groupes Kaplan à axe vertical de 21 000 kW.

Elle est du type à « toit ouvrant » et comporte une salle de machines de 50 m × 9 m prolongée par la plage de montage de 25 m × 9 m.

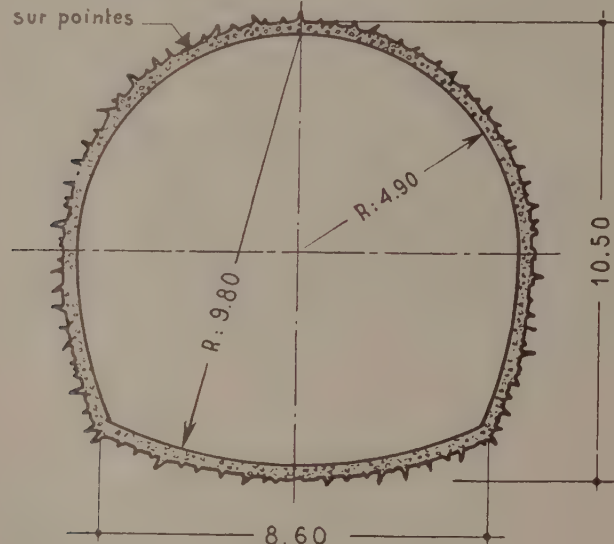
Cette salle est couverte par des panneaux mobiles qui permettent le montage et le démontage du matériel. Un portique extérieur de 130 t roulant sur les murs, au niveau du toit, permet toute la manutention du matériel. Cette disposition supprime toute la superstructure de l'usine et facilite, dans le cas de l'usine de Jouques, l'arrivée du matériel électro-mécanique.

Sur les diffuseurs, sont construites les salles qui abritent les tableaux, l'appareillage, les auxiliaires, la salle

VUE PERSPECTIVE DU RÉPARTITEUR



REVÊTEMENT BÉTON NON ARMÉ
0.35 sur pointes



(Henri Delleuse, photographie.)

Section de perforation : $\approx 100 \text{ m}^2$

Section d'écoulement : $78,50 \text{ m}^2$

FIG. 24. — Galerie d'amenée de Jouques.

des commandes. Les transformateurs sont placés sur le toit de cette salle, leur mise en place étant assurée par le portique extérieur.

Sur la rive gauche du canal de fuite et au niveau du toit de l'usine, est implanté le poste de départ des lignes 150 kV qui sont prévues pour l'évacuation de l'énergie.

A 30 m en amont de l'usine, trois puits de 8 m de diamètre, creusés dans le rocher, constituent les cheminées d'équilibre. Les eaux de déversement sont recueillies dans une bache en béton armé fondée sur le rocher, et renvoyées dans un bassin de dissipation d'énergie. Celui-ci est implanté sur la rive droite de l'usine et peut

recevoir les eaux du déchargeur avant de les restituer dans le canal de fuite.

L'usine de Jouques est prévue pour être ultérieurement télérégulée et télémessurée depuis un dispatching central installé à Mallemort qui aura la charge de l'exploitation des cinq usines de la Basse-Durance. Elle sera alors exploitée avec un personnel réduit.

Canal de fuite.

Le canal de fuite, de 3 km de longueur, permettra, avant la mise en service de l'usine de Saint-Estève-Janson, de restituer les eaux à la Durance à la cote 225 ; il constitue le premier tronçon du canal d'amenée de cette chute.

Il est implanté en bordure de la Durance, partiellement dans le champ d'inondation. Pour faciliter l'exécution des travaux qui sont à faire en-dessous du niveau moyen de la Durance, surtout sur le premier kilomètre, la profondeur du canal a été réduite et la largeur du radier portée à 20 m.

Le profil type, différent de celui du canal d'amenée, est trapézoïdal de pente 2/1. Cette pente sera généralisée pour les biefs des chutes d'aval, en raison des avantages qu'elle présente pour l'exécution.

Le bétonnage est réalisé en deux phases :

— longrines d'abord

et, simultanément, radier et berges.

Le revêtement du radier et des berges est constitué par des panneaux préfabriqués en béton vacuum non armé de 5 m^2 de surface et de 20 cm d'épaisseur (soit 1 m^3 par pièce).

Ces panneaux sont mis en place à l'aide d'une grue-ventouse sur une épaisseur de gravette nivelée et compactée. Les joints sont obturés au mortier de ciment, sauf un joint transversal de dilatation tous les 150 m rempli d'un produit plastique.

La cadence normale est de soixante-douze pièces par jour, ce qui représente le revêtement complet de 3 m de canal (fig. 25).

Chute de Saint-Estève-Janson.

Les ouvrages de la Chute de Saint-Estève-Janson comprennent essentiellement :

- Un canal d'amenée de 27,400 km de longueur,
- Une usine extérieure,
- Un canal de fuite.

Canal d'amenée.

Le canal d'amenée, à écoulement à air libre de 27,400 km de longueur (dont 2,800 km réalisés au titre du canal de fuite de l'usine de Jouques), assure l'alimentation de l'usine en transitant l'eau restituée à la cote 225 par l'usine de Jouques.

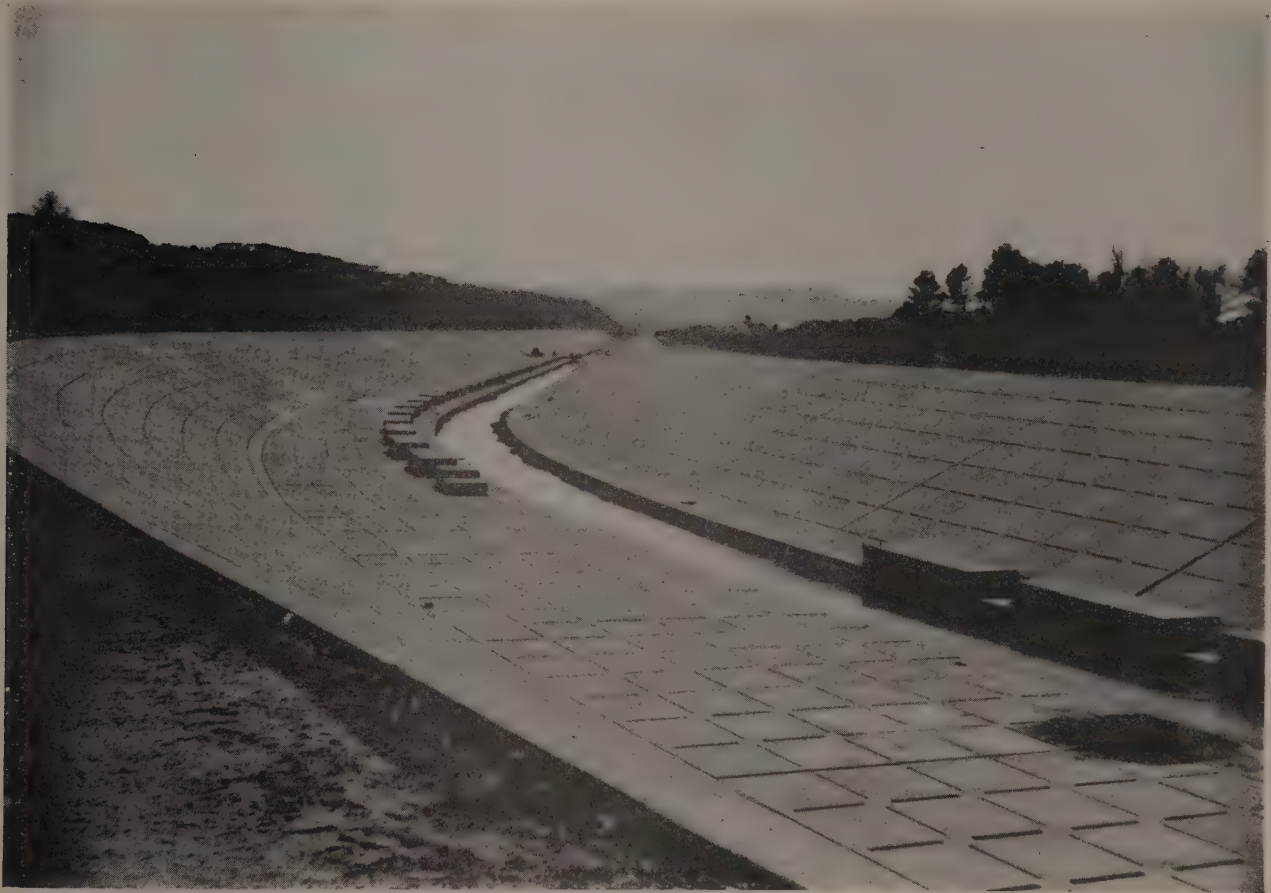


FIG. 25. — Canal de fuite de Jouques. Revêtement en dalles.

Sur ce canal, sont prévus les ouvrages de réalimentation de deux canaux d'irrigation : le Canal de Peyrolles et le Canal de Pertuis.

Le rétablissement des chemins de communications coupés par ce canal conduira à construire :

- pour les routes nationales : 4 km de routes neuves et cinq ponts dont la portée entre culées sera comprise entre 30 et 60 m suivant les cas ;
- pour la voie ferrée S.N.C.F. Marseille-Grenoble : un pont de 40 m de portée ;
- pour les chemins départementaux : 3,500 km de routes neuves et quatre ponts de portée analogue aux routes nationales ;
- pour les chemins vicinaux ordinaires et les chemins ruraux : 20 km environ de chaussées neuves et au moins treize ponts de 30 m d'ouverture.

Usine et poste.

L'usine, située à environ 1 km à l'aval de l'agglomération de Saint-Estève-Janson, comportera trois groupes turbo-alternateurs de 45 000 kW de puissance chacun.

Cette usine sera alimentée à partir d'une chambre

d'eau terminant le canal d'amenée par trois conduites forcées métalliques de 5,50 m de diamètre et de 250 m de longueur chacune, les eaux sont restituées à la cote 160. Un important canal qui dérive actuellement 15,5 m³/s pour les besoins urbains, industriels et agricoles de la région de Marseille, passant à la cote 184, on a donc installé dans un bâtiment secondaire, à côté de l'usine principale, un groupe turbo-alternateur spécial de 5 000 kW turbinant ces eaux, et dont la production annuelle est de 35 millions de kWh.

Un poste de transformation et de départ permettra d'évacuer l'énergie produite sur le réseau général, à 225 kV et 63 kV.

Canal de fuite.

Un canal de fuite, à écoulement à air libre de 3,600 km de longueur, permettra provisoirement de restituer les eaux en Durance (ce canal constituera la partie amont du canal d'amenée de la future chute de Mallemort, troisième chute de l'aménagement de la Basse-Durance).

Les routes nationales coupées par ce canal, obligeront à construire 500 m environ de voies neuves et deux ponts de 40 m de portée environ.

CONCLUSION

Il y a trois ans, dans un article sur la Durance, faisant allusion à la T. V. A. que nous évoquons au début de cette conférence, M. Giguët, Directeur Général Adjoint d'Électricité de France, exprimait l'idée que le titre d'admiration le plus indiscutable devait aller aux délais dans lesquels avait été réalisé le grand ensemble américain.

Sur la Durance, l'avancement actuel des chantiers laisse espérer les dates de mise en service suivantes :

— Serre-Ponçon	fin 1960-début 1961
— Jouques	1959
— Saint-Estève-Janson	début 1962

De plus, si les possibilités financières sont compatibles avec les prévisions des techniciens, la Durance se jettera dans l'Etang de Berre en 1964, soit moins de dix ans après le vote de la loi.

C'est donc avec une légitime fierté que toute l'équipe d'Électricité de France, associée avec les plus grands noms des bureaux d'Études, des Entreprises et des Constructeurs français, réalise aujourd'hui le rêve de plusieurs générations : régulariser la Durance et la relier à la mer pour une plus grande prospérité nationale.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Vos applaudissements marquent l'intérêt que vous avez porté à la conférence de M. Cabanius et je me fais votre interprète en le félicitant de son exposé. Ce que M. Cabanius n'a pas dit c'est la somme de travail et d'efforts que représente la réalisation de tels travaux. Il convient de féliciter ceux qui les mènent à bonne fin, M. Cabanius et ses collaborateurs, les bureaux d'études, les entrepreneurs et les constructeurs de matériel.

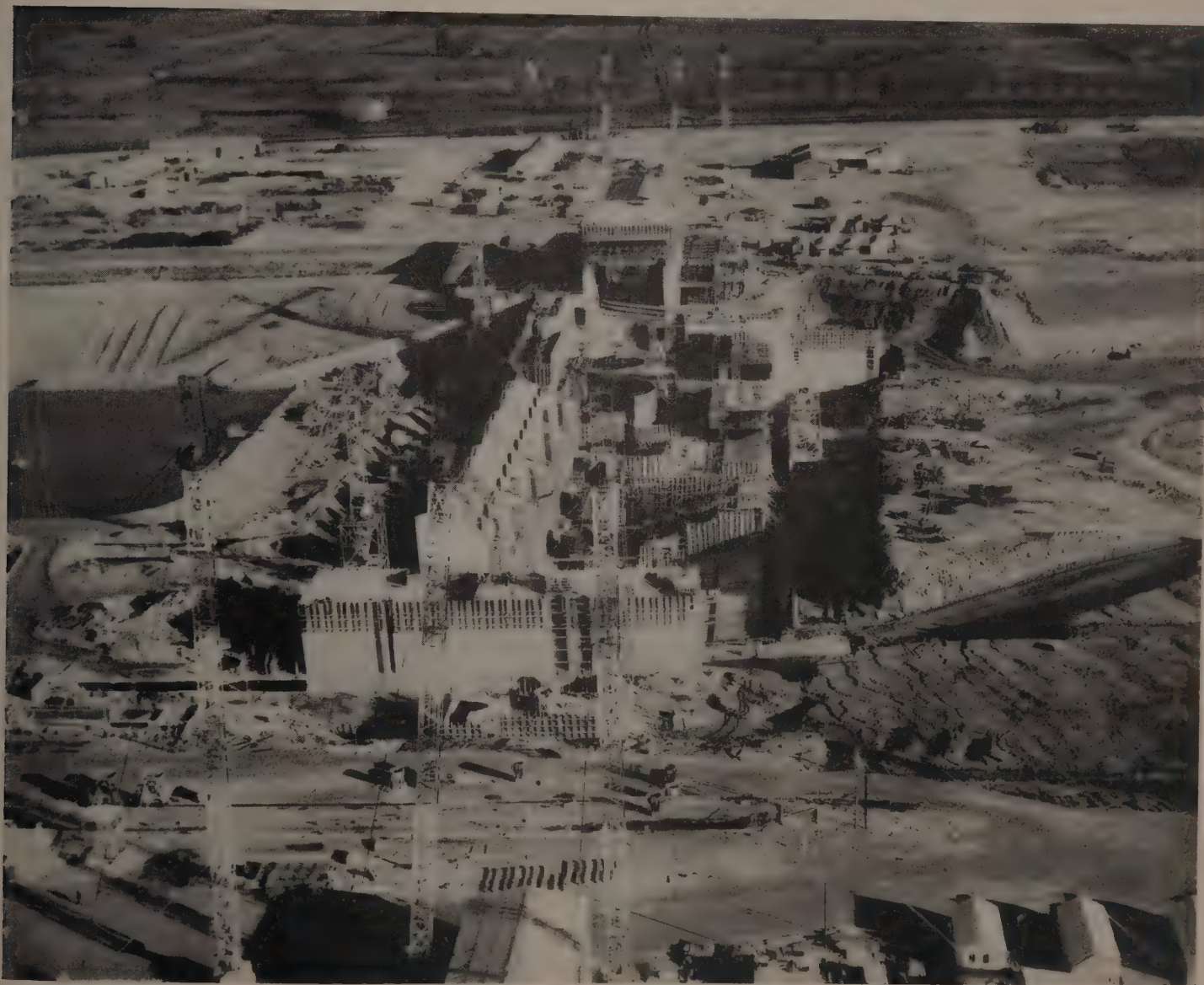
M. Cabanius a été si complet que des explications supplémentaires ne sont pas nécessaires. En votre nom je le remercie et le félicite.

(Reproduction interdite.)

Série : TRAVAUX PUBLICS (56)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES, SÉANCE DU 17 JUIN 1958

sous la présidence de **M. G. TOURNIER**, Directeur de la Compagnie Nationale du Rhône



(Photo industrielle Monchanin et Périchon, Villeurbanne.)

État des travaux le 22/12/58.

LES TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL DE LA CHUTE DE BAIX-LE-LOGIS-NEUF SUR LE RHONE

par **M. J. PELLETIER**,

Directeur à la Direction Générale de l'Entreprise Industrielle

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

J'ai à vous présenter M. Pelletier, Directeur à la Direction Générale de l'Entreprise Industrielle, qui va vous parler des travaux en cours sur le Rhône pour l'aménagement de la chute de Baix-le-Logis-Neuf.

Je n'ai pas l'intention de retenir longtemps votre attention avant de lui donner la parole. Je voudrais cependant souligner que ces travaux du Rhône, qui sont spectaculaires à bien des points de vue, sont aussi, dans l'ordre de la technique la plus concrète, l'occasion de mises au point; et ceux d'entre vous qui ont pu suivre, soit par des visites de chantiers, soit dans des revues, soit par des conférences, l'évolution de ces travaux, ont certainement été frappés par les progrès considérables faits depuis vingt-cinq ans, tant dans la technique mise en œuvre, que dans les modalités d'exécution.

A la grandeur des sites, à l'ampleur des projets se mêle ainsi harmonieusement une impression grandissante d'ordre, d'économie et de rapidité. Cela aussi est spectaculaire.

Quelques chiffres suffisent à montrer à quel point l'organisation de ces chantiers, leur mécanisation, se sont perfectionnées. Alors qu'à Génissiat la proportion de spécialistes et de manœuvres était « à la pointe » de l'ordre de moitié-moitié, elle a été sur les chantiers de Montélimar de 90 % contre 10 %. Sans doute s'agit-il de projets assez différents mais une comparaison plus valable est celle qu'on peut faire entre Donzère-Mondragon et Montélimar : à Donzère-Mondragon, il y avait « à la pointe » environ 45 % de manœuvres contre 55 % de spécialistes.

Les entreprises qui ont mené à bien ces grands travaux ont eu leur attention constamment attirée par la nécessité de mécaniser de plus en plus et de demander de moins en moins à l'effort humain. Nos entreprises et notamment l'Entreprise Industrielle ont de ce point de vue donné à Montélimar un grand exemple, qu'elles sont en train d'ailleurs de confirmer et même d'accentuer à Baix-le-Logis-Neuf.

RÉSUMÉ

L'auteur, après avoir brièvement rappelé les raisons qui imposèrent le type d'aménagement dans cette partie du Rhône, décrit succinctement les ouvrages qui devront être mis en œuvre pour réaliser la chute de Baix-le-Logis-Neuf.

L'auteur décrit ensuite les installations de chantiers qui ont été réalisées pour construire le bloc usine-déchargeur-écluse, les comparant à celles qui furent utilisées pour l'usine Henri-Poincaré de l'aménagement de Montélimar dont elles dérivent en grande partie. Il expose, en particulier, les raisons impérieuses qui obligèrent l'entrepreneur à les moderniser sous le rapport de l'automatisme en vue d'obtenir une plus grande précision et un contrôle rigoureux des opérations nécessaires à la fabrication du béton.

Enfin, pour terminer, l'auteur décrit les travaux de terrassement de la fouille de l'usine, les comparant également à ceux exécutés pour l'usine Henri-Poincaré, puis il passe en revue les différentes phases de la mise en place du béton envisagées pour réaliser dans le délai imposé l'usine de Logis-Neuf.

SUMMARY

After a brief review of the reasons which led to the choice of the type of weir on this part on the Rhone River, the author gives a concise description of the structures to be built at the Baix-le-Logis-Neuf plant.

The author then describes the site installations for the construction of the power station and lock and compares them to those used for the Henri-Poincaré plant at Montélimar from which they derive on large part. He sets forth, in particular, the reasons which made modernization and a greater degree of automation necessary to increase accuracy and improve control procedures on the manufacture of concrete.

In conclusion, the author summarizes excavation operations for the plant, comparing them also to those for the Henri-Poincaré plant. He then describes the different stages of concreting operations considered to ensure completion of work within the specified time limits.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

EXPOSÉ DE M. PELLETIER

DESCRIPTION DE L'AMÉNAGEMENT

La chute de Logis-Neuf fait partie du programme d'équipement du tiers central du bas Rhône, entre le confluent de l'Isère et Mondragon. C'est dans cette partie du Rhône que le fleuve a sa plus grande pente (en moyenne 0,75 m pour 1 000 m) ce qui a justifié la priorité d'exécution de ce tronçon. En le remontant on y trouve successivement les deux aménagements en exploitation de Donzère-Mondragon et de Montélimar, puis celui de Baix-Le-Logis-Neuf en cours d'exécution qui est le sujet de cet exposé. Enfin, à l'amont, il comprendra les aménagements des chutes de Beauchastel et de Valence dont les caractéristiques sont très voisines de celles de Baix.

Dans le supplément aux Annales n^{os} 111-112 de mars-avril 1957 (Travaux publics 42), M. Bouvet, dans son exposé, vous a décrit les travaux de la chute de Montélimar. Il a expliqué les raisons qui présidèrent au choix du type d'aménagement dans cette partie du fleuve, et l'obligation où l'on s'est trouvé de construire pour chacune des chutes un barrage de prise en travers du Rhône. Nous ne reviendrons donc pas sur ce sujet.

La chute de Baix-le-Logis-Neuf est comprise entre les km 135 et 144,5 du bas-Rhône ; sa hauteur de chute utilisable correspond

sensiblement à la différence de niveau entre la retenue du barrage de prise à l'aval de la Drôme (cote 90) et celle de Montélimar (cote 77) c'est-à-dire environ 13 m.

Son schéma, désormais classique, comprend :

— Une prise au Rhône dans une retenue créée par un barrage mobile ;

— Un canal d'amenée entre digues dans une plaine alluvionnaire ;

— Une usine et ses annexes fondée sur le rocher et équipée de groupes Kaplan ;

— Un déchargeur capable en cas de disjonction de contrarier la formation d'ondes gênantes pour la navigation ;

— Une écluse permettant le passage rapide d'un convoi type : remorqueur à hélice et deux barques ;

— Un canal de fuite en déblais restituant les eaux dans le lit naturel — légèrement à l'aval de l'extrémité du remous de la chute de Montélimar.

Nous ne décrirons pas en détail tous les ouvrages constituant cette chute ; ils sont analogues aux aménagements précédemment exécutés, en particulier celui de Montélimar. Nous en indiquerons seulement les caractéristiques principales.

Tableau comparatif des trois aménagements.

	Donzère	Montélimar	Baix-le-Logis Neuf
Cote de retenue	58	77	89,72 (1 900 m ³ /s)
Cote minimum d'exploitation.....	55	71,50	90,75 max. 85,60
Vitesse de l'eau dans le canal.....	1,30 m/s		
Débit du canal.....	1 530 m ³ /s	1 850 m ³ /s	1 900 m ³ /s
Largeur du plan d'eau :			
Canal en amont de l'usine	145 à 165 m	153 à 197 m	
Canal en aval de l'usine.....	126 m	177 m	
Hauteur d'eau, canal amont.....	10,30 m	11 m	
Hauteur d'eau, canal de fuite.....		4,20 m	
Hauteur de chute.....	25 m	19 m	13 m
Équipement.....	six groupes	six groupes	six groupes
Puissance installée.....	300 000 kVA	270 000 kVA	192 000 kVA
Tension d'évacuation.....	60 kV et 220 kV	60 et 220 kV	60 et 220 kV
Productibilité.....	2 000 000 kWh	1 670 000 kWh	1 100 000 kWh
Restitution.....	33	58	76 PBEN 78,42 (1 900 m ³ /s) 79,60 PHEN 81,70 PHEC 84,53 crue 10 000 m ³ /s
<p>Le Rhône : Débit minimum 300 m³/s. Débit moyen : 1 600. Crue annuelle : 4 500. Crue centenaire : 9 000.</p>			

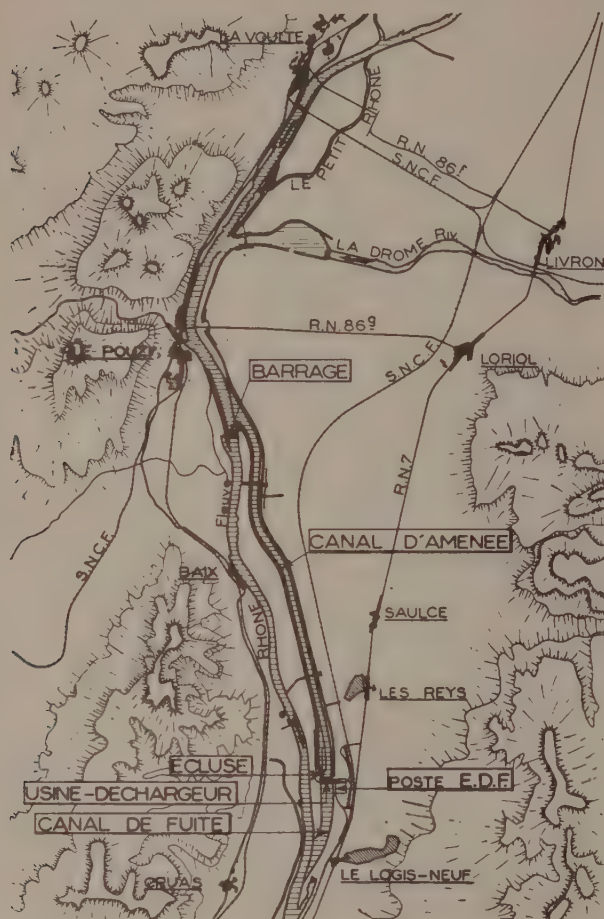


FIG. 1. — Plan général de l'aménagement de Baix-Le-Logis-Neuf.

Nous nous étendrons ensuite sur les installations du chantier qui ont été mises en place pour réaliser l'usine du Logis-Neuf et nous décrirons en quelques lignes l'exécution des travaux de cette usine.

DESCRIPTION DES OUVRAGES

Barrage de retenue.

Le barrage de retenue, placé vers le km 135,650, maintient les eaux à une cote maximum de (90,75) au droit de l'entrée, élevant le plan d'eau à 9,15 m au-dessus de l'étiage et provoquant un remous qui se fait sentir jusqu'au km 122, soit 14 km à l'amont.

D'une largeur totale de 191 m entre culées, le barrage comprend six pertuis de 26 m d'ouverture, équipés de vannes-wagons à deux corps dites « à crochet ». Ces vannes assurent une hauteur de bouchure de 13,50 m entre piles. Les piles ont 7 m de largeur et 21 m de hauteur. Elles sont fondées sur un rocher calcaire légèrement marneux, mais très homogène. Pendant la période de construction, et tant que la navigation ne pourra se faire par la dérivation, un chenal d'au moins 45 m de largeur sera laissé libre pour le passage des bateaux.

Le rôle du barrage est de régler le débit non dérivé (au minimum 20 m³/s en été, 10 m³/s en hiver) et de maintenir le niveau de la retenue à la cote prévue.

Le débouché du barrage, toutes vannes ouvertes, permet l'évacuation d'une crue de 10 000 m³/s.

Un endiguement insubmersible de la retenue est réalisé sur la rive gauche jusqu'au confluent de la Drôme et continué en amont par un endiguement submersible.

Sur la rive droite, un endiguement insubmersible partant du barrage protège l'agglomération du Pouzin de toute inondation directe et une protection identique est réalisée à l'amont pour l'agglomération de la Voulté.

La retenue créée au confluent de la Drôme un remous qui s'étend sur 900 m environ dans le lit de cette rivière. Des dispositions sont prises, notamment par abaissement de la retenue, pour éviter des perturbations dommageables dans le cas de crue de la Drôme.

Un endiguement insubmersible est réalisé sur les deux derniers kilomètres du cours de cette rivière.

Canal de dérivation.

Le canal de dérivation de 10 km de longueur se divise en un canal d'amenée de 7,570 km et un canal de fuite de 2,250 km séparés par l'usine barrage. Il peut dériver un débit maximum de 2 100 m³/s.

L'entrée du canal, située à 150 m en amont du barrage avec seuil à la cote (83), comporte une passe unique utilisée à la fois pour la navigation et pour l'écoulement du débit dérivé vers l'usine. La retenue maximum (90,75) étant au-dessus des plus hautes eaux connues à l'entrée (88,10), il n'est pas prévu de barrage de garde.

Le canal d'amenée a un profil calculé pour assurer l'écoulement du débit maximum dérivé à une vitesse moyenne inférieure à 1,50 m/s. Sa profondeur varie de 9 m à 14,50 m pour une largeur au plan d'eau de pleine charge de 200 m. Les digues qui bordent le canal d'amenée ont une largeur minimum en crête de 8 m et sont arasées à (91,75) présentant une revanche de 1 m sur la retenue maximum. La hauteur de ces digues au-dessus du terrain naturel est en général de 6,75 m à 8,75 m mais atteint 10 m à proximité de l'usine. Leur constitution est analogue à celle de Montélimar.

A environ 900 m à l'amont de l'usine, le canal se partage en un bief usinier et un bief de navigation séparés par un merlon central.

A l'aval immédiat de l'usine, un mur divisoire en béton d'environ 200 m de long sépare le bief usinier du bief de navigation. Le plafond du canal de fuite est à 6 m au-dessous du terrain naturel. La profondeur d'eau y est variable sans jamais toutefois être inférieure à 3,50 m pour une largeur moyenne au plan d'eau de 230 m. L'écoulement du débit se fait à une vitesse moyenne ne devant pas dépasser 2 m/s. La restitution s'effectue dans la retenue du barrage de Rochemaure de l'aménagement de Montélimar.

Le canal n'est pas revêtu étant donné le pouvoir colmatant des eaux du Rhône. Pour éviter l'érosion des berges, il est prévu un revêtement bitumineux dans la zone de battillage.

Les contre-canaux disposés au pied des digues assurent l'écoulement des eaux d'infiltration.

Usine.

L'usine, fondée sur des calcaires marneux très homogènes, est située sur la partie gauche du canal, à 7,750 km de l'entrée. Le déchargeur la sépare de la tête aval de l'écluse implantée sur la rive droite du canal.

Elle est équipée de six groupes d'une puissance unitaire de 33 000 kW. Les turbines Kaplan (roue-hélice de 7 m de diamètre extérieur à pales mobiles) absorbent chacune 320 m³/s sous une chute susceptible de varier de 6 m à 13,65 m. Ces turbines tournent à 79 tours par minute.

FIG. 2. — Le canal de fuite vu vers le Rhône. Le terrassement du canal est en cours pendant que l'on procède au revêtement de la zone de battillage. Au premier plan le bouchon aval.

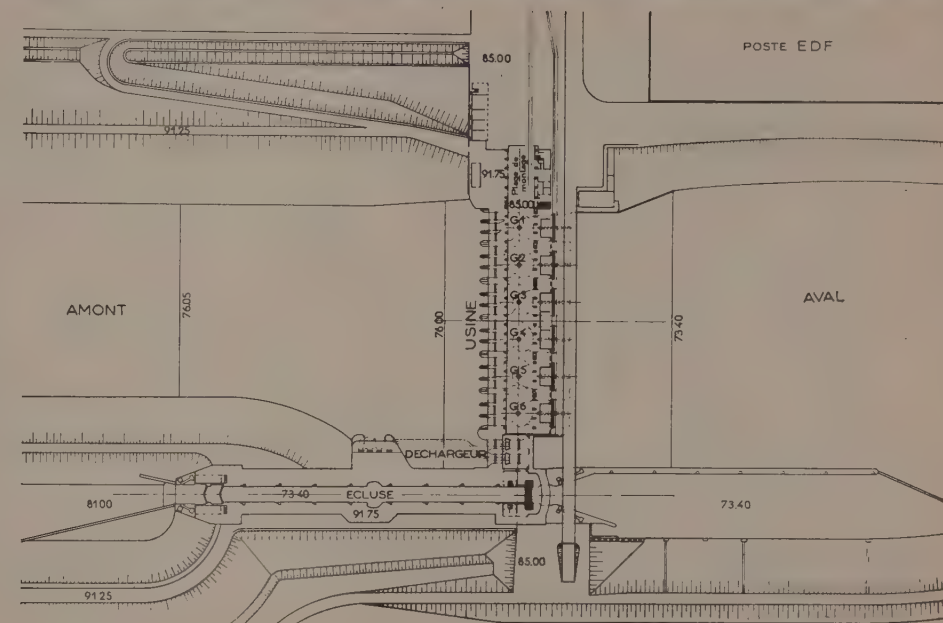


FIG. 3. — Vue en plan de l'ensemble usine - déchargeur - écluse.

Déchargeur.

Le déchargeur n'a qu'un débit limité du fait que la navigation à l'aval s'effectue dans la retenue du barrage de Roche-maure, et que la longueur du canal d'amenée n'est que de 7 km. Il est équipé de deux vannes de fond d'environ 5,40 m de largeur et 5,70 m de hauteur et de deux vannes de surface. Un débit supplémentaire peut être évacué grâce au fonctionnement des turbines en déchargeur.

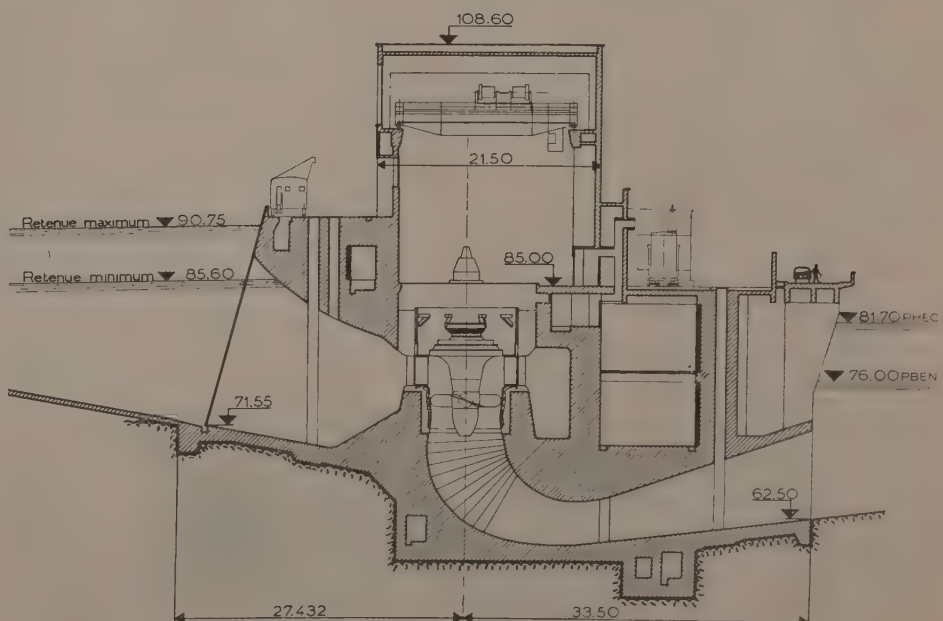
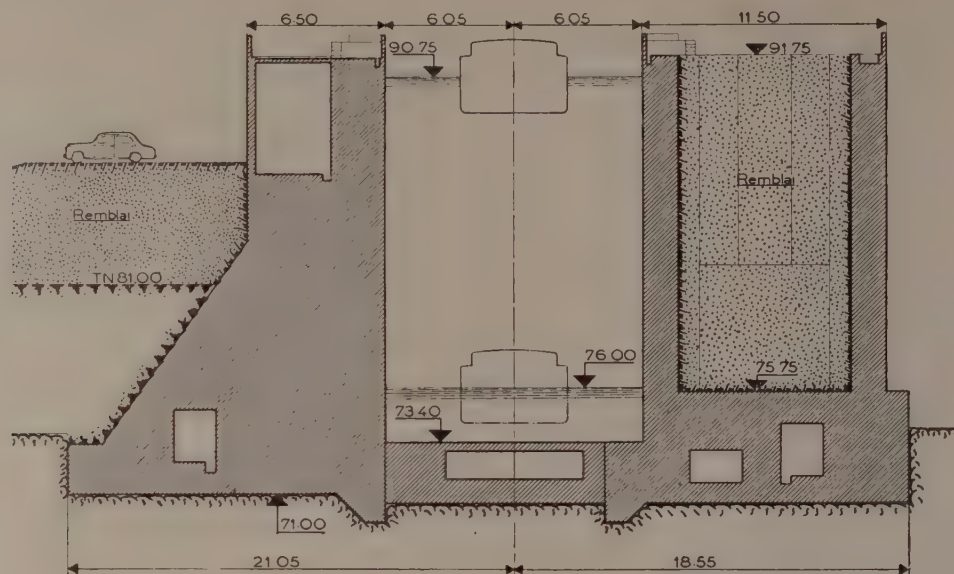


FIG. 4. — Coupe transversale dans l'axe d'un groupe de l'usine.

FIG. 5. — Coupe transversale de l'écluse.



Écluse.

Le franchissement de la chute par la navigation est assuré par une écluse de 195 m de longueur utile et de 12 m de largeur, dans des conditions comparables à celles de Bollène et de Châteauneuf du Rhône.

LES INSTALLATIONS DE CHANTIERS DU BLOC USINE-DÉCHARGEUR-ÉCLUSE

L'aménagement de l'usine de Logis-Neuf reproduit, presque trait pour trait, celui de l'ensemble « Henri Poincaré » : même site géographique, géologie comparable, configuration peu différente.

L'ensemble du bloc usine-déchargeur-écluse représente la mise en œuvre de :

- 380 000 m³ de béton dont 47% armé.
- 4 000 000 m³ de terrassement dans les alluvions.
- 300 000 m³ de terrassement dans le rocher.

Il est situé dans un espace assez resserré entre le Rhône d'une part, la ligne de chemin de fer Lyon-Avignon d'autre part, ce qui n'a pas facilité la mise en place des installations.

Le volume des travaux est, à Logis-Neuf, légèrement plus faible qu'à Châteauneuf et le délai d'exécution a été réduit — quarante mois au lieu de quarante-huit. Il est donc intéressant de comparer les méthodes de travail adoptées et les moyens mis en œuvre, pour deux chantiers semblables exécutés à quatre ans d'intervalle et à 30 km de distance.

Si les grandes lignes de l'installation sont restées ce qu'elles étaient à Châteauneuf du Rhône — avec l'idée de réutiliser au maximum le matériel — des différences existent cependant dans la réalisation et dans certains détails.

Nous avons gardé à Logis-Neuf les principes généraux de l'organisation de Châteauneuf qui ont fait leurs preuves puisque l'usine Henri Poincaré a été construite en gagnant près d'un an sur le délai contractuel. C'est ainsi que nous avons conservé les dispositions suivantes :

- Concentration des installations industrielles sur la seule rive droite de l'ouvrage, et ce, malgré l'exiguïté du terrain disponible, comme nous l'avons vu plus haut.
- Installation de préparation des agrégats « à plat » avec stockage en tas.
- Utilisation des sables fins récupérés par décantation.
- Fabrication du béton dans deux tours à béton permettant l'obtention simultanée d'un plus grand nombre de qualités de béton.

— Mise en place du béton de l'usine par trois blondins oscillants avec l'appoint de trois grues à tour pour les bétonnages secondaires.

— Bétonnage de l'écluse par un ensemble de grues à tour et de grues sur chenilles, celles-ci étant d'ailleurs en proportion plus grande à Logis-Neuf par suite des changements assez profonds dans le tracé de cet ouvrage.

En examinant de plus près les installations, on peut constater qu'il existe entre celles de Châteauneuf et celles de Logis-Neuf des différences caractéristiques de l'évolution de la technique au cours d'une période de quatre ans.

Ces modifications résultent d'un certain nombre de préoccupations que l'on peut, en gros, classer sous deux rubriques :

— Avant tout, souci d'obtenir une qualité aussi bonne que possible de l'ouvrage et par conséquent du béton.

— Nécessité de réduire au maximum les effectifs, puisque un des gros problèmes de Châteauneuf avait été de trouver en tous temps le personnel nécessaire et que les avancements avaient toujours été freinés par le manque de main-d'œuvre spécialisée.

Il est curieux de constater d'ailleurs que le plus souvent une solution qui satisfait à un de ces deux besoins répond également à l'autre, ce qui est normal puisqu'il s'agit presque toujours d'automatisme qui, en supprimant du personnel, assure en même temps une plus grande rigueur dans l'exécution. C'est pourquoi dans l'examen des différentes modifications des installations, nous ne nous soucierons plus de les classer en catégories ce qui s'avérerait vite un jeu inextricable.

Le dernier souci, et qui n'a pas été le moindre des causes de modifications, a été celui d'harmoniser la consistance des installations et le délai extrêmement court qui nous était accordé pour les réaliser. D'où adoption de solution éliminant le plus possible l'emploi du béton dans les installations et ayant recours au maximum aux éléments préfabriqués en acier.

Ayant ainsi défini les principes généraux qui nous ont guidés pour projeter nos installations, voyons tout d'abord les deux points qui ont amené à une modification des installations précédentes.

A Châteauneuf, nous avons décidé de renoncer au broyage pour la fabrication des sables fins, et de récupérer par décan-



(Photo industrielle Monchanin et Périchon, Villeurbanne.)

FIG. 6. — Ensemble des services généraux et canal de fuite.

Sur la gauche, voie ferrée Paris-Marseille et route nationale 7. Sur la droite et en haut, le Rhône.

tation les éléments fins contenus dans le sable naturel des alluvions. Si la granulométrie des agrégats est importante pour les produits supérieurs à 4 ou 5 mm, pour lesquels nous disposons de trois catégories, le problème est encore plus important pour les sables. Dans le passé, on était donc bien obligé de prendre en considération une catégorie pudiquement dénommée 0/2 ou 0/3 qui, en fait, était un sable 0/4 ou 0/5, car le criblage mécanique classique ne permet guère, il faut bien l'avouer, de séparer les grains au-dessous de ces dimensions. Le seul procédé pratiquement utilisé consistait à traiter les sables dans des vis laveuses donnant une séparation très imprécise entre 0,5 et 1 mm, ce qui, par ailleurs, avait l'inconvénient d'éliminer presque complètement les sables fins ou de perturber gravement leur granulométrie interne.

A Châteauneuf, nous avons fait un essai en récupérant par décantation les fines comprises entre 0,1 et 0,6 mm, mais il était évident que le désir très explicable du maître de l'œuvre d'obtenir des bétons de qualité, et surtout dont les résistances ne présentent pas de dispersion trop grande, nous obligerait à perfectionner le système. C'est pourquoi nous avons tenu à étudier cette question dès les débuts des travaux de Châteauneuf, et que nous avons demandé à un de nos Ingénieurs Conseils, hydraulicien réputé, d'étudier sur les données que nous lui avons fixées un appareil classificateur de sable. Cet

appareil a fait l'objet de toute une série d'essais sur prototype, puis en vraie grandeur sur le chantier de Châteauneuf du Rhône même. La réussite de ces essais nous a incités à équiper le chantier du Logis-Neuf d'un ensemble de correction des sables fins qui nous permet de disposer d'un sable 0,1/1,2 mm, à granulométrie interne contrôlée, et dont la teneur en eau est très faible et surtout pratiquement constante, ce qui est primordial pour la régularité de la fabrication du béton.

Un autre point qui ne nous avait pas donné entière satisfaction à Châteauneuf était la fabrication de sable de broyage. La granulométrie naturelle des alluvions du Rhône à hauteur de Montélimar n'est pas à proprement parler défavorable. Toutefois, la grande quantité des bétons armés fins à fabriquer nécessitait le recyclage d'une forte proportion des produits supérieurs à 32 mm. D'autre part, l'absence presque complète dans le naturel de sable 1 à 3 mm nous obligea à disposer d'un étage de broyage assez puissant. En effet, nous devons absorber un excédent sérieux de gravillon 4/13 difficile à broyer et dont la présence en grande quantité dans le béton est peu souhaitable. Ces inconvénients ne faisaient que croître au fur et à mesure de l'avancement du chantier, c'est-à-dire lorsqu'on arrivait aux bétons armés des superstructures et finalement aux enduits, scellements et autres sujétions que nécessitent les finitions d'un bâtiment d'usine.

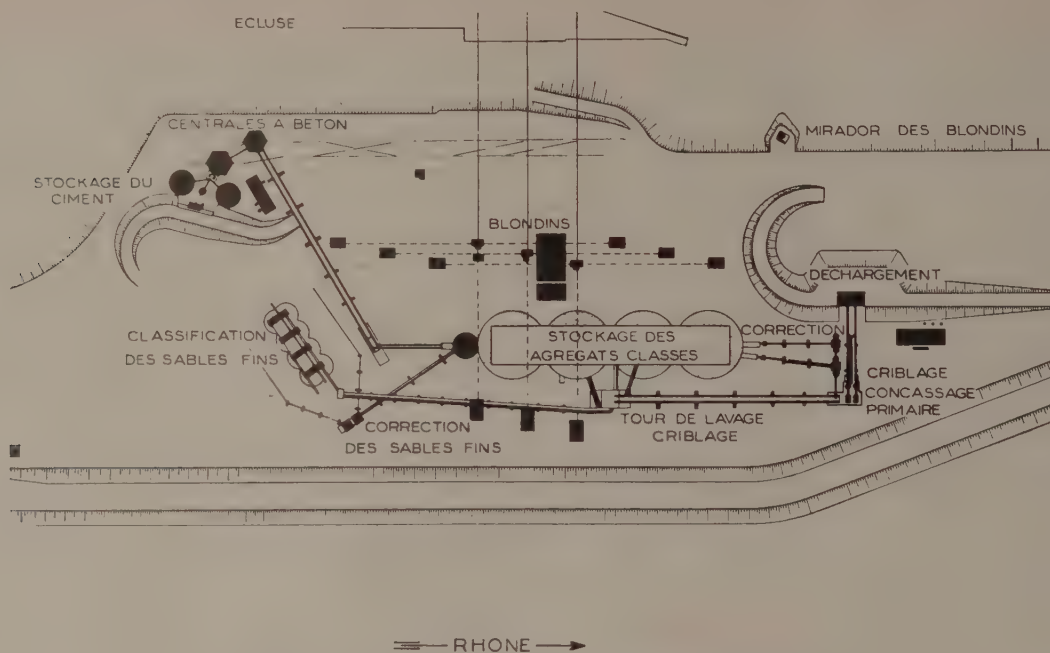


FIG. 7. — Ensemble des installations de fabrication du béton.

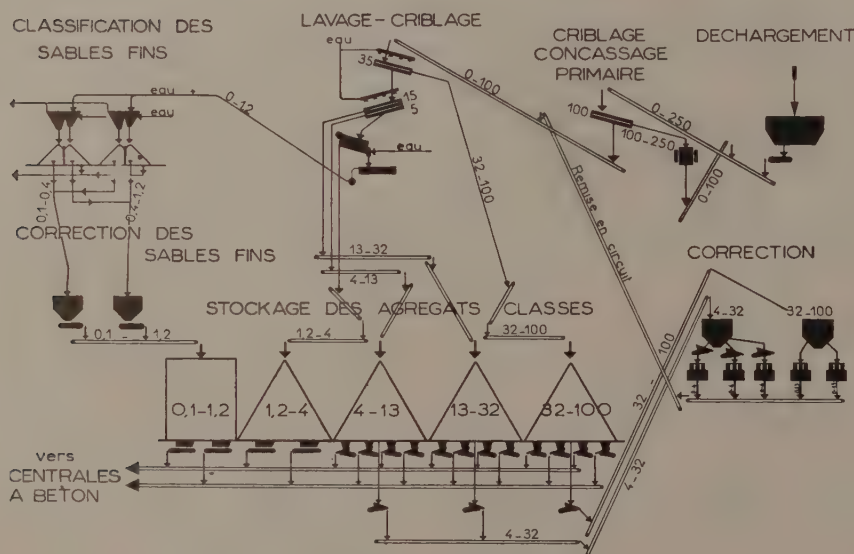


FIG. 8. — Schéma de la fabrication des agrégats.

Une seule chaîne de : déchargement, concassage primaire, lavage et criblage est représentée; l'installation en comporte deux.

La solution adoptée à Châteauneuf était orthodoxe avec ses deux étages équipés, le premier de concasseurs giratoires classiques, le second de broyeurs à cylindres; elle n'était qu'imparfaitement satisfaisante surtout à cause de l'utilisation des broyeurs à cylindres, engins de faible rendement, encombrants, coûteux d'entretien et donnant, dans les conditions d'emploi de Châteauneuf des produits affectés d'un assez mauvais coefficient de forme.

C'est pourquoi dans cette nouvelle installation, nous avons décidé de remplacer tous les engins de correction (à l'except-

tion des concasseurs primaires) et de leur substituer cinq broyeurs giratoires de 80 ch à fort coefficient de réduction, d'un même modèle mais dotés de deux types différents de tête de broyage, ce qui donne une très grande souplesse d'exploitation. Ces engins, qui peuvent reprendre tous les produits en surplus, peuvent être réglés de 3 à 30 mm. Ceci, joint au fait que nous avons supprimé, dans la chaîne de fabrication, les trémies intermédiaires de correction et que les reprises de correction se font directement dans les tas de stockage, permet d'obtenir une compensation complète des différents produits, et ce, quelle que soit la phase de construction de l'ouvrage,



FIG. 9. — Trémie de déchargement des alluvions brutes. Deux alimentateurs à tablier alimentent les deux chaînes de concassage.

depuis les gros bétons du début jusqu'aux bétons armés de superstructure de la fin.

Voyons maintenant plus en détail comment se font la préparation des agrégats, la manutention, le stockage des liants hydrauliques et la fabrication du béton.

Ainsi que nous le disions plus haut, nous utilisons comme source d'agrégats les alluvions extraites de la fouille de l'usine et du canal de fuite. Le décalage dans le temps des terrassements et des bétonnages nous a, bien entendu, obligés à mettre en stock environ 100 000 m³ d'alluvions brutes que nous traiterons en fin de travaux pour le bétonnage des parties hautes de l'usine. Ce stock est tout simplement constitué par un cavalier d'alluvions situé sur la rive droite du canal et qui sera ultérieurement repris à la pelle.

Pour des raisons non de sécurité mais tout simplement de souplesse d'exploitation, l'installation de préparation des agrégats comporte deux chaînes d'un débit unitaire de 125 t/h, ce qui assure donc une production totale de 250 t/h d'agrégats lavés, corrigés et classés. Par contre, il n'existe qu'un ensemble de concassage secondaire assurant la correction complète des 250 t/h sur la granulométrie la plus défavorable, qui se présente comme nous l'avons vu lors des bétonnages en fin de travaux, lorsqu'il y a une grande proportion de bétons armés de 13 et 32 mm à mettre en œuvre.

Il en est de même pour l'installation de correction des sables fins qui est, elle aussi, unique bien que pour des raisons de facilité d'installation il existe deux batteries de deux classificateurs avec leurs alimentations séparées.

Les classes d'agrégats sont les suivantes : 32/100 — 13/32 — 4/13 — 1,2/4 et 0,1/1,2 mm.

En exploitation normale, les alluvions brutes en provenance de la fouille sont transportées par des camions de 15 t ou des scrapers de 25 t qui passent sur une trémie de 50 m³ dans laquelle le déversement est effectué. La trémie est équipée de deux extracteurs à tablier métallique d'un débit de pointe unitaire de 250 t/h, alimentant chacun une chaîne de traitement.

Nous trouvons ensuite réunis par une double ligne de tapis transporteurs :

— Un bloc « concassage primaire » éliminant et concassant les produits supérieurs à 100 mm. Ce bloc comporte pour chaque chaîne :

Un crible de 2,70 m² de surface de grille ;



FIG. 10. — Criblage et concassage primaire. Cet étage traite les produits supérieurs à 100 mm. Remarquer à gauche une des cabines préfabriquées dans lesquelles se trouvent les tableaux de commande à distance.

Un concasseur à mâchoires, à double effet, de 575 mm × 325 mm ;

Les produits concassés sont renvoyés sur le crible par un tapis de reprise.

FIG. 11. — Tour de criblage.



FIG. 12. — Stockage des agrégats classés. Les agrégats supérieurs à 1,2 mm sont stockés en tas de 1 600 m³, l'alimentation est faite par des tapis à partir de la tour de criblage. Remarquer à gauche un des amortisseurs de chute et à droite la passerelle supportant les tuyaux de transport des sables fins.



Vient ensuite :

— Une « tour de criblage » comportant pour chaque chaîne :

Un crible de 3 m² de surface de grille à mailles de 32 mm ;

Un crible de 5,25 m² de surface de grille à mailles de 13 et de 4 mm.

Ces deux cribles sont équipés de rampes de lavage qui assurent un débit de 150 m³/h d'eau par chaîne sous une pression de 2 kg/cm².

— Une grille fixe à fentes de 12/10 qui élimine une partie de l'eau de lavage et la dirige, chargée d'une certaine quantité de sable fin, vers l'installation de classification hydraulique.

— Un crible électromagnétique haute fréquence de 3,30 m² de surface à grille à fentes de 12/10 dont les produits traversants sont renvoyés par une adduction d'eau secondaire dans le flot de l'eau de lavage.

De cette tour partent quatre tapis de mise en stock desservant les stocks 32/100 — 13/32 — 4/13 et 1,2/4.



FIG. 13. — Galerie de reprise des agrégats classés. Les agrégats sont repris sous les tas par des alimentateurs électro-magnétiques montés dans une galerie en tôle ondulée cintrée galvanisée. Ces alimentateurs sont équipés d'un dispositif de drainage dont on voit la sortie à leur extrémité.

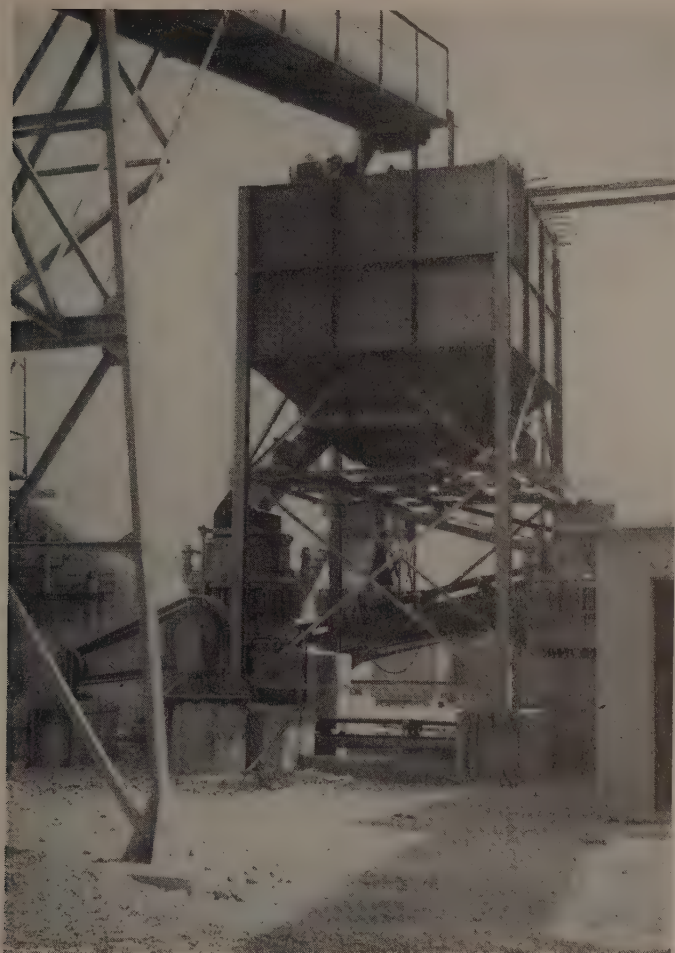


FIG. 14. — Bloc correction des 32/100 mm. On peut voir au coin supérieur droit de la trémie le contrôleur radioactif commandant automatiquement l'alimentation des broyeurs.

Les stocks sont constitués par des tas de 1 600 m³ protégés par un hangar en charpente métallique. La reprise des agrégats pour l'alimentation des tours à béton est assurée par des extracteurs électromagnétiques et un jeu de deux tapis placés dans une galerie en tôles ondulées cintrées. La commande de ces extracteurs, des goulottes rotatives des tours à béton et le contrôle des niveaux dans les silos des tours sont entièrement centralisés sur un tableau situé à l'étage dosage des tours à béton. Si coûteuse que soit une pareille installation de contrôle et de commande à distance, nous n'avons pas hésité à la mettre en œuvre, étant donné la souplesse et la simplicité d'exploitation qui en résultent, ce qui représente une économie appréciable.

Les matériaux excédentaires 32/100 — 13/32 et 4/13 à traiter par broyage sont extraits de la même façon et alimentent, par l'intermédiaire de deux trémies-tampons :

- Deux broyeurs giratoires de 80 ch réglés à 13 mm ;
- Trois broyeurs giratoires de 80 ch à grand rapport de réduction réglés à 4 mm.

Les extracteurs d'alimentation de ces trémies sont automatiquement mis en route ou arrêtés par des contrôleurs de niveaux. Les produits de broyage sont renvoyés dans le circuit de criblage en aval du concassage primaire.

Reprenons maintenant les eaux de lavage chargées des produits inférieurs à 1,2 rejetés par les cribles électromagnétiques.

Ces eaux sont dirigées par pompage vers une batterie de quatre classificateurs à marche automatique qui rejettent l'eau chargée des argiles et des produits organiques et livrent sur une aire de séchage les sables fins classés en deux catégories 0,1/0,4 et 0,4/1,2 mm.

Ainsi essorés naturellement, ces sables sont repris par une pelle chargeuse et stockés dans deux trémies de correction équipées d'un extracteur à vitesse variable. Les vitesses de ces extracteurs sont réglées pour obtenir un mélange en proportion convenable des sables. Le sable 0,1/1,2 ainsi corrigé est



FIG. 15. — Classification des sables fins. Les sables fins sont classés hydrauliquement en deux catégories 0,1/0,4 mm et 0,4/1,2 mm et séchés sur aire.

stocké dans un silo fermé de 800 m³ placé dans l'alignement des tas d'agrégats.

L'installation de manutention et de stockage des liants hydrauliques ne présente pas de particularité remarquable. Nous utilisons pour le principal du ciment C P B 250/315 provenant de l'usine du Teil, et pour les ouvrages en béton armé nécessitant des décoffrages rapides du ciment H R I de même provenance.

Nous avons cherché à réaliser une installation presque entièrement automatique et munie de toutes les sécurités désirables pour éviter les pertes et les mélanges de liants.

Nous stockons le ciment C P B dans deux silos à fond plat de 1 000 t chacun et le H R I dans un silo à fond conique de 80 t. Le transport est assuré par trois semi-remorques spéciales d'une charge utile de 25 t se déchargeant par aéroglissières à la cadence de 250 t/h.

La manutention entre les remorques de transport, les silos de stockage et les silos des tours à béton se fait par un système entièrement fermé d'aérogliissières et de deux élévateurs à godets. Cette installation, qui assure toute la manutention des ciments sur des circuits assez compliqués à la cadence de 40 t/h, est entièrement télécommandée et télécontrôlée à partir d'un seul pupitre de commande.

Nous avons réutilisé à Logis-Neuf les deux tours à béton qui ont fabriqué le béton de Châteauneuf et dont les productions en marche automatique sont de 90 et 60 m³/h. Leur équipement de dosage pondéral était d'une bonne technique au moment de leur mise en route en 1955 et l'ensemble nous a donné satisfaction.

Cependant, un certain nombre d'opérations manuelles subsistant dans leur exploitation, il en découlait, outre les pertes de temps appréciables, un risque non négligeable d'erreurs de dosage. C'est pourquoi nous avons décidé, en dehors de certaines améliorations de détail telles que le montage de distributeurs rotatifs pour le ciment et de distributeurs à courroie pour les sables, de modifier l'équipement de façon à permettre la présélection des dosages.

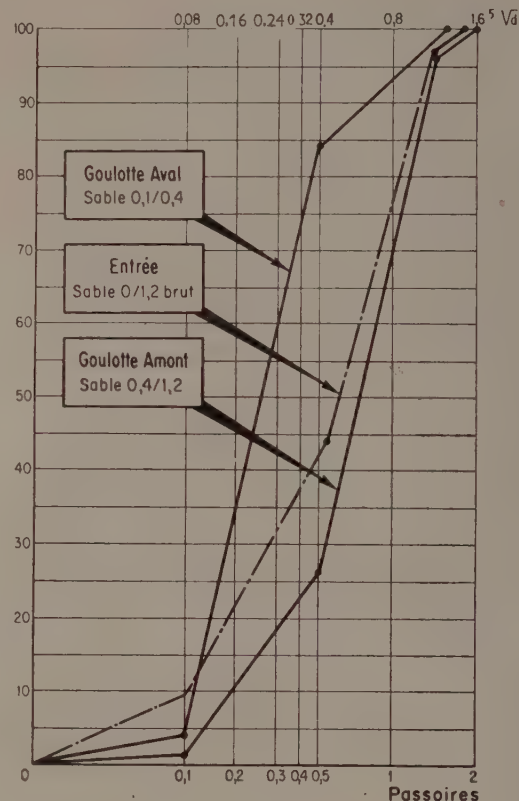


FIG. 16. — Classification des sables fins. Courbes granulométriques.



FIG. 17. — Transport du ciment.
Le ciment est transporté par des semi-remorques de 25 t de charge utile. La manutention se fait par aéroglossières et élévateurs à godets dans des circuits complètement fermés.



FIG. 18. — Ensemble des tours en béton et des silos à ciment. On distingue le réseau de voies des silobus et en arrière des carcasses ferrailées la cabine de contrôle du trafic des silobus.

La base du nouvel équipement est constituée par des têtes de bascules à cadran, équipées d'un système de lecture électronique. Le fonctionnement est automatique et offre la possibilité de choisir, sur les quatre boutons de présélection, les quatre paramètres définissant le béton désiré. Il faut remarquer que la diversité des travaux à effectuer est telle que nous devons pouvoir fabriquer quinze bétons différents, même si l'on ne tient pas compte des deux qualités de ciment qui dédoublent toutes les combinaisons par le simple jeu d'un inverseur. Si l'on considère, d'autre part, qu'il faut tenir compte des corrections de dosage en eau et en sable fin imposées par les variations de l'humidité des sables et des dosages en ciment, on doit avouer que le problème n'est pas simple.

Il a été résolu de telle façon que l'opérateur de chaque tour dispose instantanément, par le simple jeu d'un inverseur, de deux bétons dont les paramètres sont eux-mêmes choisis suivant les dosages en ciment et l'humidité des sables sur les quatre commutateurs suivants :

- 1^o Commutateur « granulométrie » : quatre positions ;
- 2^o Commutateur « ciment » : trente-deux dosages ;
- 3^o Commutateur « eau » : trente-deux dosages ;
- 4^o Commutateur « correction sables fins » : sept positions (+) sept positions (—) autour d'une position 0.



FIG. 19. — Pupitre de commande de la tour à béton principale. Sur la partie verticale du pupitre, on distingue :

- les cinq cadrans des bascules ;
- les commutateurs de sélection de granulométrie et de correction du ciment, de l'eau et des sables fins.

Sur la partie inclinée du pupitre on distingue le synoptique de la fabrication du béton.

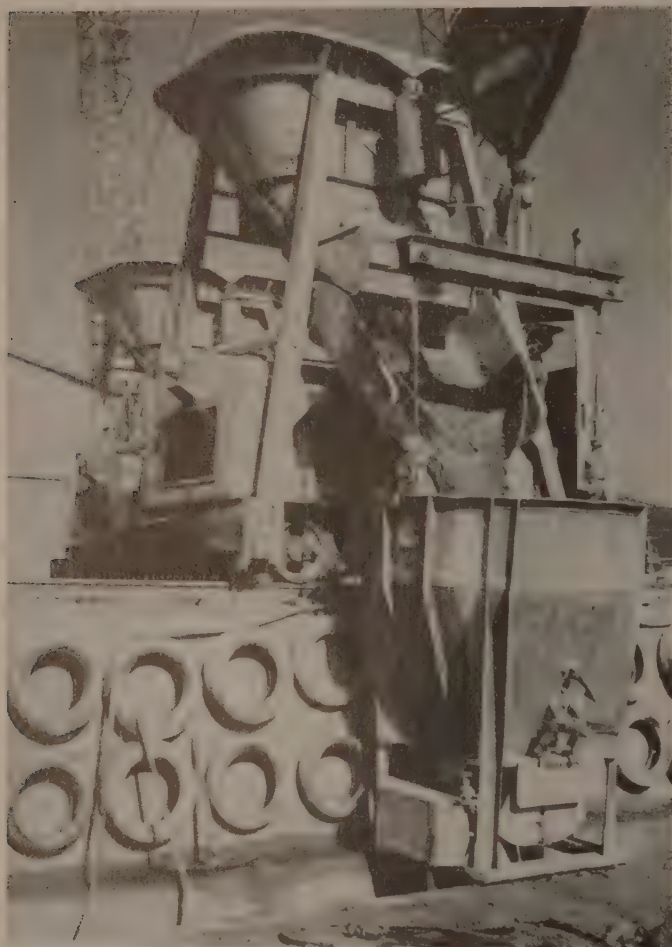


FIG. 20. — Transport du béton dans les silobus.
Les trémies de transport du béton sont montées directement sur des locotracteurs Diesel sur voie métrique.

Les positions à donner à ces commutateurs sont fixées par des tableaux dressés par le laboratoire du chantier, ce qui élimine toute interprétation des opérateurs.

Nous ajoutons que le système comporte tout un ensemble de verrouillages et de sécurités interdisant pratiquement toute fausse manœuvre volontaire ou involontaire. Nous pensons avoir ainsi éliminé au maximum, parmi les causes de dispersion, les erreurs de dosage.



FIG. 21. — Blondins orientables.
Hauteur des mâts : 58 m — Portée : 424 m — Charge utile : 6 t.

Le béton ainsi fabriqué dans les deux tours à béton doit être transporté, d'une part dans la zone de chargement des blondins, d'autre part dans la zone d'action des grues.

Pour ces dernières, nous avons conservé le transport par mélangeurs sur camions qui nous a toujours donné d'excellents résultats.

Par contre, pour l'alimentation des blondins, nous avons renoncé au transport des bennes par des camions — procédé

FIG. 23. — Coupe transversale de l'ensemble du chantier avec le profil des blondins.



3 BLONDINS OSCILLANTS DE 6 TONNES
420 Mètres de portée

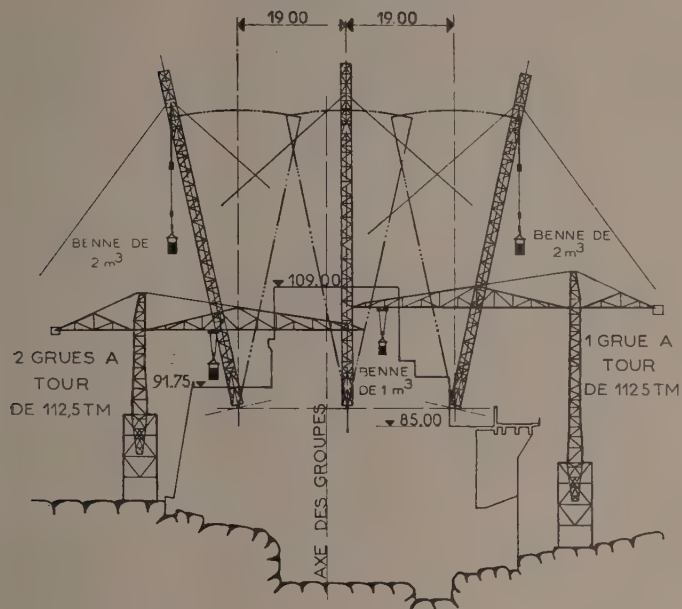


FIG. 22. — Bétonnage de l'usine.

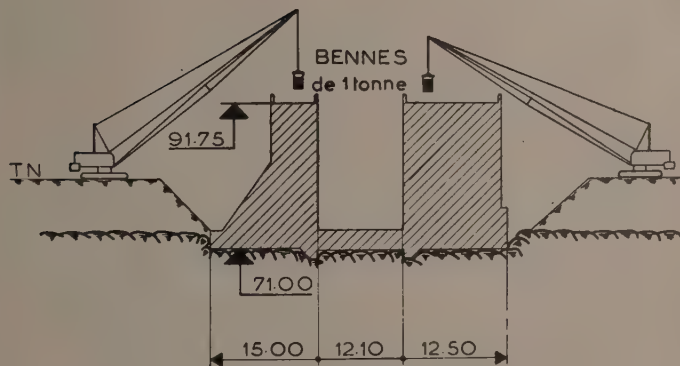


FIG. 24. — Bétonnage de l'écluse
par deux grues sur chenilles de 70 t.

évidemment très souple mais qui présente, par ailleurs des inconvénients sérieux. Le transport du béton se fait à Logis Neuf par des silobus automoteurs diesel sur voie métrique. Le réseau d'aiguillage, assez compliqué, est entièrement télécommandé d'un poste central.

Pour les engins de mise en place, nous ne ferons que rappeler leurs caractéristiques principales :

— Trois blondins oscillants de 424 m de portée à mât de 58 m. Les vitesses sont de 6 m/s en translation et 2 m/s en levage ;

— Quatre grues à tour de 112,5 t/m soit 3 t à 37,50 m avec une hauteur sous crochet pouvant atteindre 40 m.

Enfin, nous comptons utiliser, pour la mise en place des bétons de l'écluse, deux pelles de 70 t équipées en grues avec bennes de 2 m³.

Les bennes équipant ces engins sont à ouverture pneumatique, les vérins fonctionnant à 18 kg/cm².

Les services généraux du chantier sont installés, soit dans des bâtiments métalliques préfabriqués et démontables, d'un modèle bien connu, soit dans des hangars extrêmement simples en forme de demi-tonneau. La couverture de ces derniers est constituée par des tôles ondulées galvanisées et des plaques ondulées en polyester permettant un éclairage de jour très satisfaisant.



FIG. 25. — Parc, ateliers et magasins.

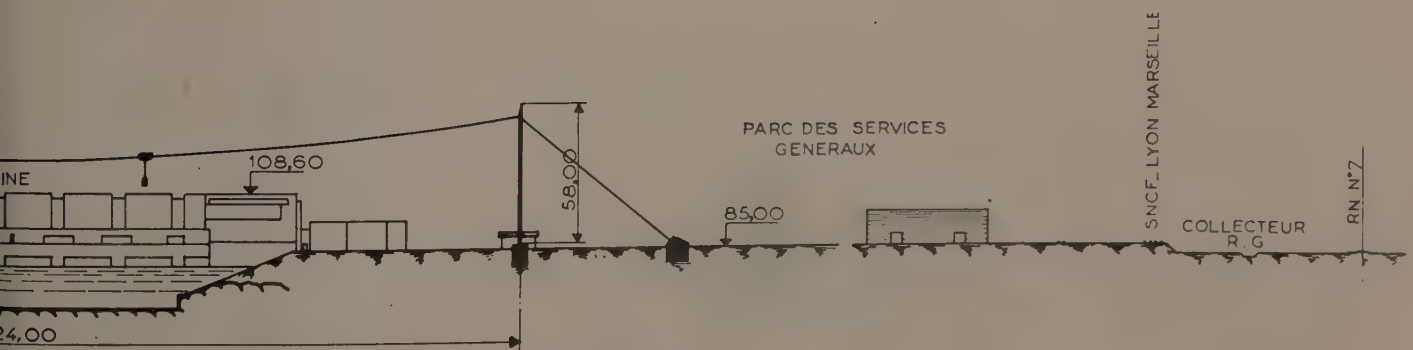




FIG. 26. — Bureaux.
Bâtiment métallique préfabriqué.

EXÉCUTION DES TRAVAUX

Le programme d'exécution des travaux est établi en vue de permettre le démarrage échelonné des groupes. Une première date est fixée en juin 1960 pour la mise en eau, le démarrage du groupe I et le passage de la navigation.

La phase préliminaire des travaux a été importante du fait des conditions naturelles, le chantier de l'usine étant situé dans une zone inondable, et de plus, la nappe phréatique est à fleur de sol.

Les fouilles de l'usine ont été exécutées entre deux bouchons de terrain naturel laissés en place en travers des canaux lors de l'excavation, à 300 m en amont et à 250 m en aval.

Pour assurer la protection contre les crues, nous avons ceinturé le chantier d'une digue en forme d'U prenant appui sur le talus du chemin de fer. Cette enceinte passe sur les bouchons.

Le terrain sur lequel est implantée l'usine est composé d'une couche de limon de 2 à 4 m d'épaisseur, d'une couche de graviers et de galets de 2 à 4 m également, et on atteint le rocher à 7 m de profondeur environ. Ce rocher a dû être excavé entre 16 et 20 m de profondeur.

Pour exécuter les terrassements à sec, nous avons d'abord rabattu la nappe phréatique en encadrant l'excavation par des fossés à talus 3/2 creusés dans le terrain alluvionnaire jusqu'au rocher. Des stations de pompage à commande limnimétrique refoulent les eaux jusqu'au Rhône.

Au niveau du rocher, un fossé draine les eaux de ruissellement et recueille celles pompées à fond de fouille. La puissance de pompage installée est de 400 kVA.

Les alluvions ont été excavées avec des scrapers et des pelles. La fouille en rocher calcaire marneux fissuré, exécutée sur la hauteur totale, progressait dans le sens longitudinal de l'usine. Deux rampes à 15% permettaient l'accès au fond de fouille et l'évacuation des déblais.

Les sautages hebdomadaires, en grande masse — ceux-ci ont atteint jusqu'à 40 000 t — étaient assurés par trois perforatrices rotatives de 90 mm et deux marteaux sur chenilles avec tailants de 70 mm et même 90 mm. La maille du réseau de trous verticaux était de 3 m sur 4 m. Le marinage des déblais était effectué au moyen de quatre pelles mécaniques et de camions de 15 à 20 t.

Notons qu'à l'usine de Montélimar, le rocher était constitué par du grès molassique du pliocène, plus ou moins cahotique, et que la perforation était exécutée avec des sondeuses de 100 mm et des wagons-drill ordinaires. La méthode de travail était analogue.

Cependant, il y avait dans ce grès molassique d'importantes circulations d'eau qui ont rendu la tâche très difficile du fait que certaines parties du rocher se délitait et produisaient

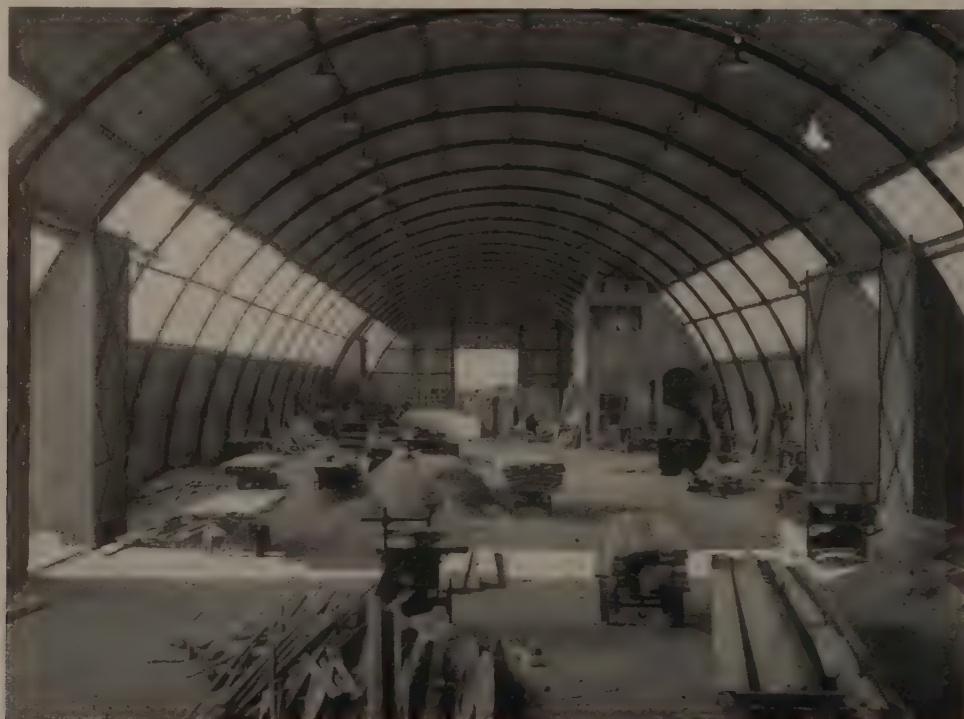


FIG. 27. — Menuiserie.
Hangar semi-circulaire préfabriqué —
portée 14 m.



FIG. 28. — État des travaux de l'usine début août 1958.

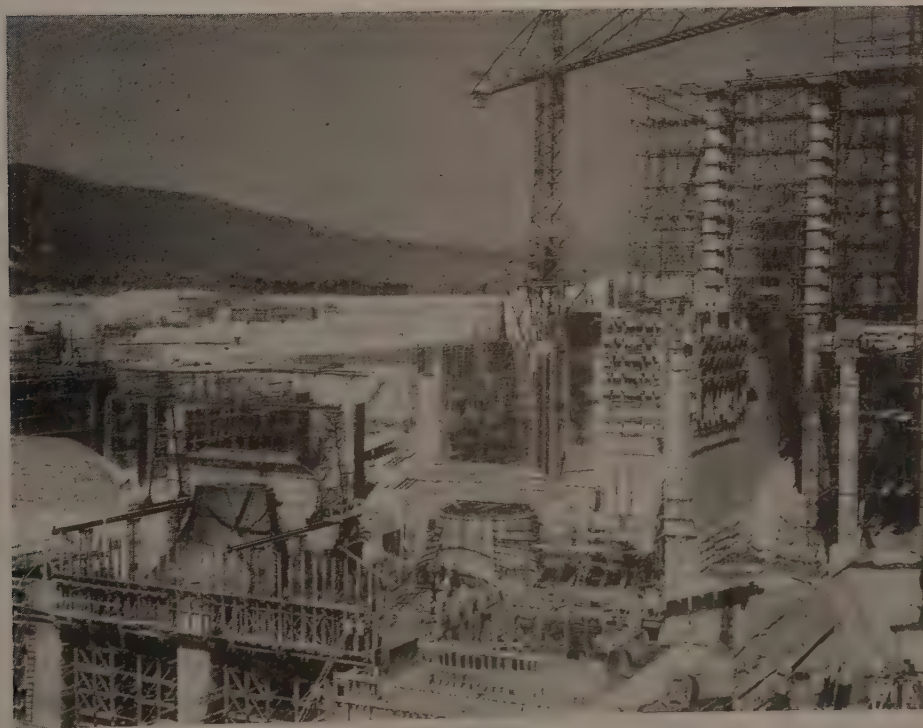


FIG. 29. — Bâtiments annexes de l'usine et mise en place des carcasses métalliques des aspirateurs des groupes 1 et 2.

des boues très difficiles à évacuer par les moyens de pompages usuels.

A maintes reprises, les engins ont dû travailler dans un véritable cloaque, et les camions d'évacuation des déblais devaient être remorqués par des engins à chenilles pour sortir de la fouille par les rampes à 18%. Enfin, ces boues étaient très abrasives, ce qui n'était pas sans provoquer des usures anormales à tous les engins à chenilles amenés à circuler dans la fouille.

A Logis-Neuf, on a trouvé beaucoup moins d'eau en exécutant la fouille de l'usine, et la bonne tenue du rocher ne nous a pas causé de semblables ennuis.

Par contre, sa division en blocs par bancs horizontaux de 40 cm d'épaisseur fortement diaclasés a rendu difficile le dressage des parois de fouille et provoqué de nombreux hors profils.

Pendant la première période de huit mois de travail, une partie des déblais a été utilisée pour réaliser les plates-formes d'assise des installations générales.

L'ensemble des travaux ainsi exécutés durant cette période nécessitait : 700 000 m³ de terrassements dans les alluvions, 240 000 m³ en rocher — 7 000 m³ de béton pour les installations ainsi que 8 000 m³ de béton pour les ouvrages définitifs qu'il a été possible de couler pour construire le mur barrage sur lequel viendra s'épauler la digue rive gauche. Les bétons ont été fabriqués au moyen d'une installation de bétonnage provisoire et d'une installation mobile à marche automatique.

Les installations terminées, le chantier dispose alors des moyens de manutention que nous avons indiqués. Nous entrons ainsi dans la phase effective d'exécution des ouvrages.

Celle-ci est dès le début imbriquée avec le montage des aspirateurs des turbines qui intervient dès la fondation achevée et dure deux mois, sans chevauchement d'un groupe au suivant.

Le montage d'un groupe exige la mise à disposition du pont roulant sur le groupe en cours, c'est-à-dire, en pratique, l'achèvement de la dalle toit au droit de celui-ci.

La première mise en eau nécessite l'état suivant de l'avancement des travaux :



FIG. 30. — Poteaux de l'usine et poutres métalliques employées pour le coffrage de la dalle-toit de l'usine.

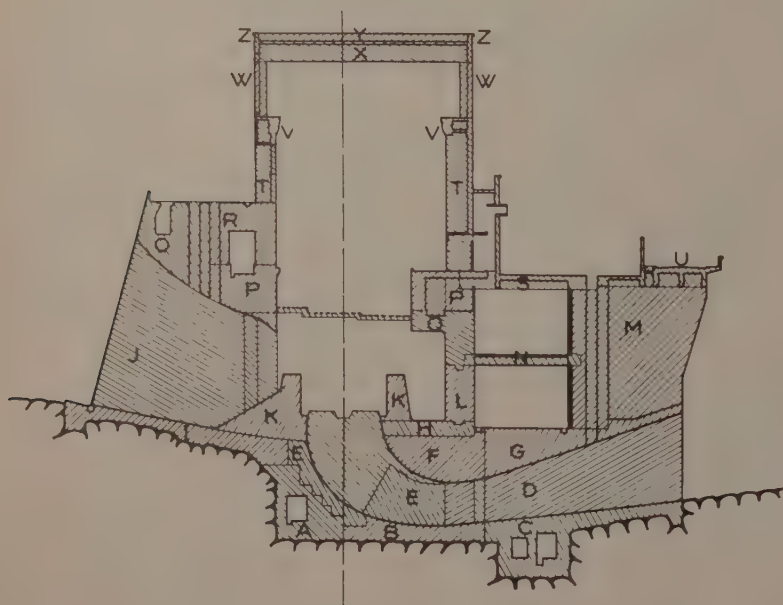


FIG. 31. — Phases de bétonnage de l'usine.

— Tous les terrassements terminés à l'exception du bouchon aval ;

— L'écluse en état de service, le montage de l'équipement de celle-ci ayant exigé l'achèvement du génie civil des têtes amont et aval au moins huit mois plus tôt ;

— Le déchargeur en état de service, ce qui suppose le génie civil terminé cinq mois plus tôt, pour permettre en temps voulu le montage des vannes ;

— Dans les annexes rive gauche, le hall de montage a dû être prêt à recevoir le pont roulant dix-sept mois plus tôt, et le bâtiment d'appareillage étant hors d'eau neuf mois plus tôt ;

— Dans l'usine, le dernier pertuis doit être prêt à recevoir les batardeaux cinq mois avant la mise en eau. Le groupe 3 doit être mis hors d'eau sept mois avant la mise en service.

Après la mise en eau, il ne restera plus qu'à enlever le bouchon aval avec des draglines, et à rectifier au droit de celui-ci le plafond du canal. Ce travail sera effectué par des dragues flottantes.

La réalisation d'un programme si articulé dans le temps nécessite la mise au point d'un planning de coulage du béton étudié dans le détail et dont chaque phase, pour chacun des groupes, a sa place définie d'une manière absolument impérative. L'examen de la coupe en travers d'un groupe, sur laquelle nous avons reporté par ordre alphabétique toutes les phases successives de coulage du béton, peut en donner une idée.

On conçoit que pour parvenir à ses fins, la Direction du Chantier doit constamment surveiller la mise en œuvre de ce programme, et que la coordination avec les constructeurs de machines soit pendant toute la durée des travaux une des principales préoccupations de la Direction des Travaux de la Compagnie Nationale du Rhône.

C'est au prix de tous ces efforts conjugués qu'une pareille tâche est menée à bien et que les ouvrages peuvent être mis en service dans des délais jusqu'ici chaque fois améliorés, bien que la qualité de leur exécution suive, elle aussi, un progrès comparable.

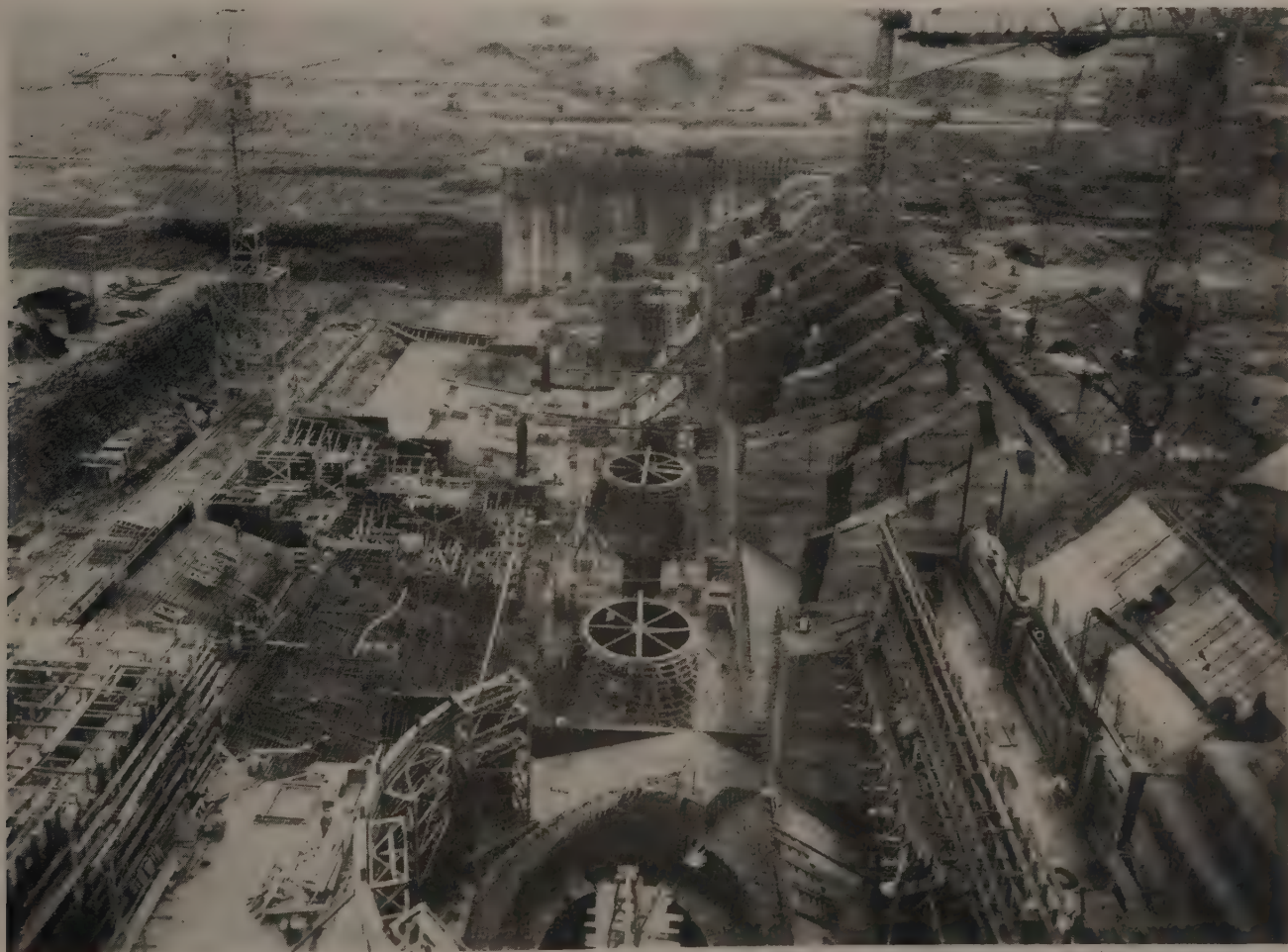


Photo industrielle Moncham et Péruchon, Villeurbanne.

(Reproduction interdite).

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e.

5679-2-59. — Typ. FIRMIN DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure).
Dépôt légal : 1^{er} trim. 1959.

(Ann. I. T. B. T. P.)

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

BÉTON PRÉCONTRAIN

Tome II. — CONSTRUCTIONS HYPERSTATIQUES

par Y. GUYON

Ingénieur diplômé de l'École Polytechnique

Ce volume traite des systèmes hyperstatiques utilisés le plus couramment dans les bâtiments et les ouvrages d'art : poutres continues, portiques, cadres, bâtiments à étages, dalles.

L'étude et l'exécution de ces systèmes posent des problèmes, particuliers au béton précontraint, du fait des liaisons surabondantes ou des raideurs des appuis. Dans une première partie, l'ouvrage donne des solutions simples et éprouvées de ces problèmes, relatives à la conception d'ensemble, au dimensionnement des sections, aux tracés de câbles, et des indications sur les procédés de construction.

Les méthodes générales sont illustrées par de nombreux exemples, tableaux, formules et schémas, qui facilitent l'application aux cas rencontrés dans la pratique usuelle.

Un des chapitres est consacré à des comparaisons économiques entre les diverses solutions possibles.

La deuxième partie de l'ouvrage condense et résume les résultats de nombreux essais et leur interprétation. Ces essais mettent en évidence les grandes réserves de résistance des constructions hyperstatiques précontraintes et leurs remarquables facilités d'adaptation et font ressortir la possibilité d'économies appréciables. Des méthodes de calculs basées sur ces résultats expérimentaux et utilisant ces possibilités sont proposées, notamment pour les dalles.

Toutefois, les facilités d'adaptation ont des limites; un des chapitres est consacré à l'étude de cette question.

En conclusion de cette seconde partie, des méthodes générales de calcul à la rupture des systèmes hyperstatiques sont indiquées, et également illustrées par des exemples.

Ce volume est le complément indispensable du tome I publié dans la même collection pour tous ceux qui se spécialisent dans l'étude du béton précontraint.

EXTRAIT DE LA TABLE DES MATIÈRES

Première partie

- Problèmes généraux posés par l'élasticité.
- Tracés de câbles concordants dans des cas simples.
- Formules usuelles applicables aux poutres continues.
- Exemples de calculs de poutres continues.
- Arcs et portiques.
- Ossatures à cadres.
- Joints provisoires, réglage.
- Comparaisons économiques entre différentes solutions.

Deuxième partie

- Valeurs des moments résistants d'une section.
- Essai d'un portique multiple.

- Essais de poutres continues. Rupture par effort tranchant.
- Essais de systèmes divers.
- Méthodes de calcul se déduisant de ces différents essais.
- Essais sur des dalles continues et méthodes de calcul.
- Essais sur des dalles diverses.
- Rotations plastiques. — Limitation des adaptations. — Transposition à la phase plastique des formules élastiques.
- Calculs à la rupture. — Méthodes et exemples.

Annexes :

- Tableaux pour les calculs élastiques de poutres continues.
- Tableaux pour les calculs de dalles.

Un volume 17 × 25, 822 p., 512 fig., 6 pl. Abaques et tableaux..... Prix 9 300 F

Franco port 9 525 F

En vente à la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris (16°)
et aux Éditions Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (5°).

SUPPLÉMENT AUX
ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

FÉVRIER 1959

Douzième Année, N° 134

Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (52)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 30 MAI 1958

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. A. CAQUOT**,
 Membre de l'Institut

QUE SAVONS-NOUS DE LA DÉFORMATION PLASTIQUE ET DU FLUAGE DU BÉTON ?

COLLOQUE

*organisé à la suite de l'exposé de
 M. R. L'HERMITE du 2 avril 1957*

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
AVANT-PROPOS	220	III. — OBSERVATIONS SUR LES ESSAIS par M. LAZARD ...	239
I. — ÉTUDE SUR LE FLUAGE DU BÉTON par M. MAMIL- LAN	221	1. Dispersion des mesures	239
1. Introduction	221	2. Age du chargement	240
2. Conditions des essais	221	3. Relation déformation/contrainte	240
3. Résultats des essais	223	4. Discussion	240
4. Conclusion	233	IV. — OBSERVATIONS SUR OUVRAGES	241
II. — OBSERVATIONS SUR OUVRAGES et ÉPROUVETTES par M. DELARUE	233	1. Le viaduc de Lessart par M. CARPENTIER	241
1. Loi générale du fluage	233	2. Exposé de M. VALLETTE	244
2. Influence de la grandeur du chargement	236	3. Exposé de M. KAHN et discussion	244
3. Influence de l'âge du béton à l'instant du chargement	236	V. — LA DÉFORMATION DES PIÈCES FRETTÉES par M. VALLETTE	245
4. Influence du volume sollicité	238	VI. — DISCUSSION GÉNÉRALE	246
5. Influence des chargements progressifs	238	1. Dimensions des éprouvettes	246
6. Conclusion	238	2. Perte d'eau des éprouvettes chargées (état de surface)	246
7. Discussion	239	3. Fluage fini ou infini	248
		4. Fluage des pierres	248

Pendant le long délai, indépendant de notre volonté, qui s'est écoulé entre le colloque sur le fluage du béton et la parution du compte rendu dans les ANNALES, nous avons eu à déplorer le décès de M. l'Inspecteur Général HUPNER et nous tenons à exprimer ici tous les regrets que nous a causés la disparition d'un excellent ingénieur qui n'aurait jamais cessé de manifester sa sympathie pour l'Institut Technique et avait souvent participé à ses travaux.

N. D. L. R.

AVANT-PROPOS

Sous la présidence de M. A. Caquot, au Centre d'Etudes Supérieures de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, M. L'Hermite a fait, le 2 avril 1957, un exposé sur le sujet suivant :

« Que savons-nous de la déformation plastique et du fluage du béton ? ».

Cet exposé a été publié dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics de septembre 1957 (n° 117).

La discussion qui suit généralement ces conférences n'a pu avoir lieu, par suite de l'heure tardive, et M. le Président Caquot proposa de la remettre à une date ultérieure.

Pour ces raisons, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et l'Association Française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions, ont organisé sous forme de colloque, une séance de discussion, le 30 mai 1958 à 15 heures dans la salle de la Fédération du Bâtiment et des Travaux Publics 7, rue La Pérouse.

Le compte rendu de cette réunion est donné in-extenso dans les pages suivantes : il comporte des exposés de MM. Mamillan, Delarue, Carpentier et Lazard avec leurs discussions particulières et ensuite, une discussion générale.

RÉSUMÉ

Le premier exposé par M. Mamillan, complète les résultats d'essais donnés par M. L'Hermite dans sa conférence. En fluage par compression sur éprouvettes de béton, on observe une proportionnalité des déformations restant à accomplir et de la durée de chargement; il en est de même pour le rapport contrainte-fluage, sauf aux contraintes de chargement élevées (l'âge du chargement n'a d'importance que si ce dernier a lieu avant vingt-huit jours, à sec). Les variations des conditions hygrométriques agissent d'une manière importante sur l'évolution du fluage. En fluage par traction, le retrait semble prépondérant.

La participation du Laboratoire Public de Casablanca porte sur des observations d'un ouvrage et d'éprouvettes. M. Delarue propose une explication de la loi générale du fluage par analogie avec la théorie de la consolidation en mécanique des sols et donne quelques résultats en particulier en fonction de chargements progressifs d'éprouvettes.

M. Lazard insiste sur la dispersion des mesures, et désirerait que ces phénomènes soient étudiés sur plusieurs éprouvettes semblables (neuf par exemple). Il voudrait

également que l'on étudie les chargements sur des éprouvettes très jeunes à des contraintes relativement élevées, et que l'on vérifie la correspondance fluage/contrainte pour différents taux de chargement.

M. Carpentier rend compte des dernières observations sur le Viaduc de Lessart : les variations des déformations relevées en un même point de l'arc apparaissent surtout influencées par le retrait, lui-même fonction étroite des conditions atmosphériques.

MM. Vallette et Kahn relatent leurs observations sur des ouvrages : ponts, réfrigérants, et une discussion s'ouvre sur la possibilité de l'expérimentation du fluage sur ouvrages et sa comparaison avec les expériences de laboratoire.

La discussion générale porte surtout sur les points suivants : la dimension des éprouvettes a-t-elle une influence sur le fluage? Le fluage est-il fini ou continue-t-il à se manifester indéfiniment? Des éprouvettes chargées ne perdent pas d'eau, mais les transformations des natures d'eau à l'intérieur permettent-elles d'expliquer le fluage?

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

I. ÉTUDE SUR LE FLUAGE DU BÉTON

par **M. M. MAMILLAN,**

Ingénieur E. T. P.

Chef de section au Centre Expérimental de Recherches et d'Études
du Bâtiment et des Travaux Publics

1. INTRODUCTION

L'étude présentée dans ce rapport a porté sur le fluage continu, la charge étant appliquée suivant l'axe longitudinal de l'éprouvette. Les déformations provoquées sont mesurées dans la direction de l'effort, sur deux faces opposées de l'éprouvette.

Le problème du fluage étant complexe, nous avons étudié différents facteurs caractéristiques du problème : la durée du chargement, la grandeur de la contrainte, l'âge de chargement, les conditions hygrométriques de conservation, l'effet du déchargement et les caractéristiques mécaniques du matériau.

Il s'agit toutefois d'une étude en cours depuis seulement un an. Il serait donc prématuré de vouloir en tirer des conclusions par trop hâtives, c'est pourquoi nous ne considérerons ce rapport que comme une première ébauche de l'étude du phénomène.

2. CONDITIONS DES ESSAIS

2.1. DESCRIPTION DU DISPOSITIF D'ESSAI ET DES ÉPROUVETTES

2.11. APPAREIL DE FLUAGE

Le bâti de chargement (fig. 1 et 2) comporte un système de mise en charge hydraulique. La pression est transmise à l'éprouvette par l'intermédiaire d'un piston. L'éprouvette est maintenue entre deux plateaux par quatre colonnes. Un

plongeur permet de maintenir la pression constante au moyen d'une vis réglable. Un manomètre indique la pression exercée.

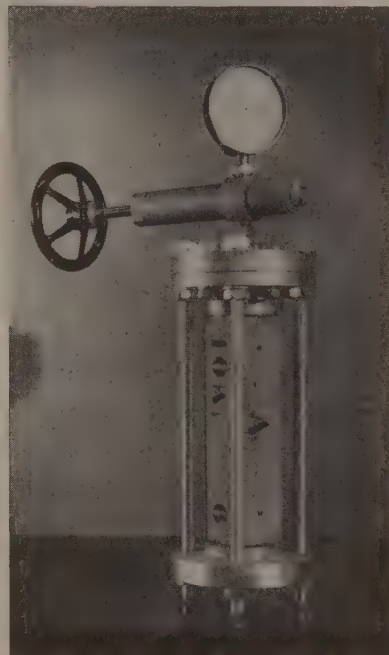


FIG. 1. — Vue du bâti de chargement.

SUMMARY

The first speaker, M. Mamillan, gives additional information on the test results mentioned by M. L'Hermite in his lecture. In creep under compression observed in concrete test samples, a relation has been established between deformations still to be completed and the duration of loading. The same effect is noted in the stress-creep relation, except in the case of high load stresses (the age of the loading is important only in cases where loading occurs under dry conditions at less than 28 days). Variations in humidity have a significant effect upon the development of creep. In cases of creep under tension, shrinkage would appear to be the predominant factor.

The participation of the Laboratoire Public at Casablanca concerns observations of a structure and of test samples.

M. Delarue sets forth an explanation of creep derived by analogy from the theory of consolidation in soils mechanics and gives results of tests, and particularly of progressive loading tests on specimens.

M. Lazard lays emphasis on dispersion in test results and expresses the wish that these phenomena be studied

by the use of sets of many similar test pieces (9, for example). He also expresses a wish that load testing be performed on green specimens subjected to relatively high stresses and that the stress-creep relationship be checked for various loads.

M. Carpentier gives a report on recent observations made on the viaduct at Lessart. Variations in deformations at the same point of the arch seem to be principally conditioned by shrinkage, itself a close function of atmospheric conditions.

MM. Vallette and Kahn give an account of their observations of various structures : bridges and cooling towers, and a discussion is opened on the possibility of recording creep in structures and comparing the findings with laboratory test results.

The general discussion is chiefly devoted to the following points : does the size of test specimens affect the phenomenon of creep ? Is creep a temporary or a permanent condition ? Test samples do not lose water, but is it possible to explain creep in terms of physical and chemical changes in the water on the inside of the specimen ?

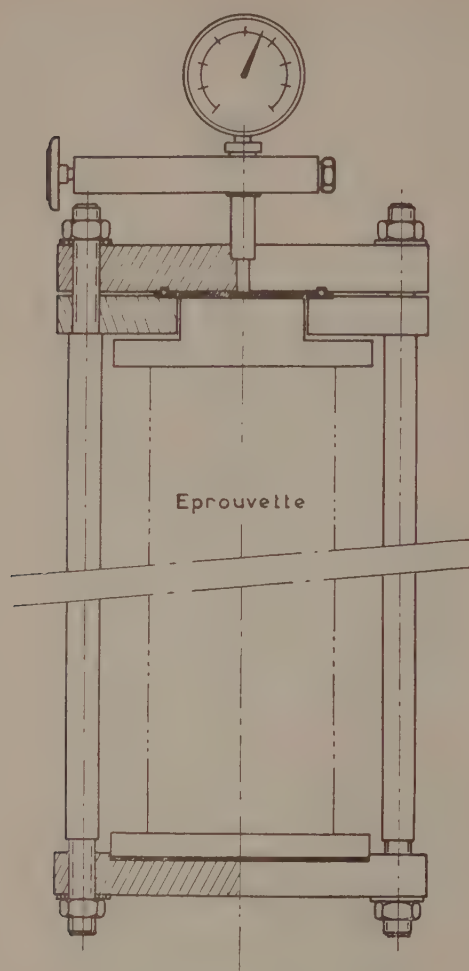


FIG. 2. — Schéma du bâti de chargement.

2.12. ÉPROUVETTES

Les éprouvettes utilisées sont des prismes de $4 \times 4 \times 16$ cm pour la pâte pure de ciment et de $7 \times 7 \times 28$ cm pour le béton. Des plots sont scellés sur deux faces latérales opposées. Ils sont distants de 12,7 cm pour les éprouvettes de pâte pure et de 20 cm pour les éprouvettes de béton.



FIG. 3. — Dilatomètre à palpeur.



FIG. 4. — Méthode de mesure.

2.13. MESURES DES DÉFORMATIONS

L'appareil de mesure utilisé est un dilatomètre à palpeurs muni d'un comparateur permettant d'apprécier le millième de millimètre (fig. 3). Les mesures sont effectuées l'appareil en équilibre (fig. 4). La mesure considérée est la médiane de cinq déterminations ce qui conduit à une précision de l'ordre de 5 à 10 microns par mètre. L'étalonnage de l'appareil est vérifié lors de chaque mesure avec une barre d'invar.

2.2. MODE OPÉRATOIRE

2.21. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

2.211. Pâte pure de ciment.

Le ciment utilisé est un CPB 250/315.

L'eau de gâchage à température constante de 20° C est 25,6 % du poids du ciment.

2.212. Béton.

Le béton employé est un béton courant de chantier à granulométrie continue d'agrégats de Seine comprenant 800 l de gravillon et 400 l de sable en volume apparent. Le ciment est un CPB 250/315. L'eau de gâchage est de l'eau potable utilisée à la température constante de 20° C.

La composition du béton exprimée en pourcentage du poids total des matières sèches, est la suivante :

Sable	{	0	0,5 mm	9 %
		0,5	2 mm	12 %
		2	5 mm	9 %
Gravier	{	5	10 mm	26,4 %
		10	20 mm	26,4 %
Ciment				17,2 %
eau		= e/c		0,49

2.22. CONFECTION DES ÉPROUVETTES

2.221. Pâte pure de ciment.

Le gâchage est effectué avec un malaxeur mécanique durant cinq minutes. La mise en place dans les moules est effectuée par piquage, en deux couches, à raison de soixante coups par couche.

2.222. Béton.

Le malaxage est effectué au moyen d'un malaxeur à axe vertical pendant deux minutes. Le béton est ensuite placé dans les moules et vibré pendant deux minutes sur une table vibrante. L'amplitude de vibration est de 0,5 mm et la fréquence de cinquante périodes par seconde.

2.23. CONSERVATION

Toutes les éprouvettes sont conservées jusqu'au démoulage en atmosphère humide (hygrométrie relative 99 %, température 20° C). Le démoulage est effectué vingt-quatre heures après la mise en place et les éprouvettes sont alors placées dans leurs atmosphères définitives soit : 50 % d'hygrométrie relative et 20° C de température pour les éprouvettes conservées dans l'air sec, soit dans l'eau à 20° C.

On effectue à ce moment la mesure origine des variations de longueur.

2.24. MISE EN CHARGE

Lorsque les éprouvettes ont atteint l'âge de chargement choisi, elles sont placées sous les bâtis de fluage. L'éprouvette est comprimée entre les deux plateaux. Des mesures sont effectuées en cours de chargement pour vérifier le centrage du prisme. En cas de décentrage, celui-ci est rattrapé en agissant sur les écrous correspondants.

Le chargement s'effectue donc par paliers successifs. La durée totale du chargement est d'environ dix minutes pour une contrainte de 50 kg/cm², quinze minutes pour une contrainte de 100 kg/cm² et vingt minutes pour une contrainte de 150 kg/cm².

2.25. DISPERSION DE L'ESSAI

Afin de connaître la dispersion de l'essai, nous avons réalisé deux séries d'éprouvettes de pâte pure de ciment. Ces deux séries étaient en tous points identiques. Elles ont été chargées toutes deux après 68 jours à 100 et 200 kg/cm². Sur la figure 5 où nous avons porté en abscisses le temps en jours, et en ordonnées la déformation moyenne totale, nous remarquons que l'écart maximum est obtenu par la contrainte la plus élevée. Cet écart est très faible, de l'ordre du dixième de millimètre pour une déformation totale de 5 mm.

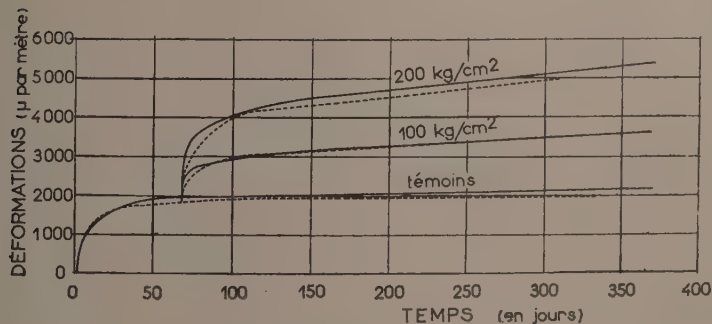


FIG. 5. — Dispersion de l'essai.

3. RÉSULTATS DES ESSAIS

Nous allons maintenant étudier certains critères fondamentaux du fluage.

3.1. INFLUENCE DE LA DURÉE DU CHARGEMENT

3.11. PÂTE PURE DE CIMENT

Les éprouvettes ont été conservées dans l'air, à 50 % d'hygrométrie relative et à une température de 20° C. Elles ont été mises en charge à 68 jours. Nous avons porté sur la figure 6 les déformations des éprouvettes en fonction du temps. Pour toutes les éprouvettes, nous avons porté les mesures de chacune des deux faces et la courbe est celle passant par la moyenne. L'éprouvette témoin est une éprouvette de la même série, conservée dans le même milieu sans charge. Sa déformation est donc due uniquement au retrait. On remarque que les courbes de déformation sont asymptotiques et paraissent tendre vers une ordonnée maximum.

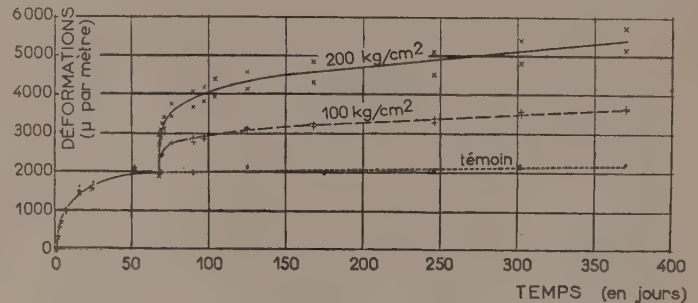


FIG. 6. — Déformation totale d'une pâte pure de ciment.

Après un an de chargement, la déformation totale pour une contrainte de 200 kg/cm² dépasse 5 mm/m et le phénomène continue à se manifester. On peut noter également que la déformation élastique instantanée est d'environ 1 mm pour une contrainte de 200 kg/cm². Le rapport entre la déformation totale et la déformation élastique instantanée est supérieur à 5.

3.12. BÉTON

Les trois séries d'éprouvettes que nous allons étudier maintenant ont été mises en charge à trois âges différents (7, 28 et 90 jours) et conservées à l'air sec 50 % d'hygrométrie relative, température 20° C.

Nous avons porté sur trois graphiques (fig. 7-8-9) les déformations en fonction du temps.

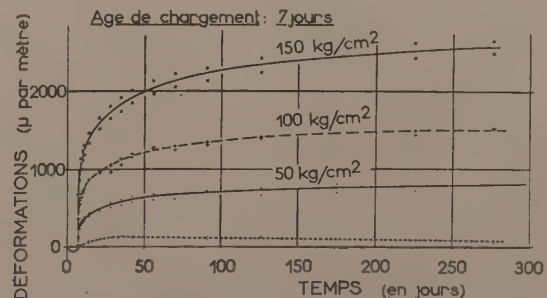


FIG. 7. — Déformation totale d'un béton chargé à 7 jours.

La figure 7 représente les déformations totales d'un béton chargé à 7 jours.

La figure 8 représente les déformations totales d'un béton chargé à 28 jours.

La figure 9 les déformations totales d'un béton chargé à 90 jours.

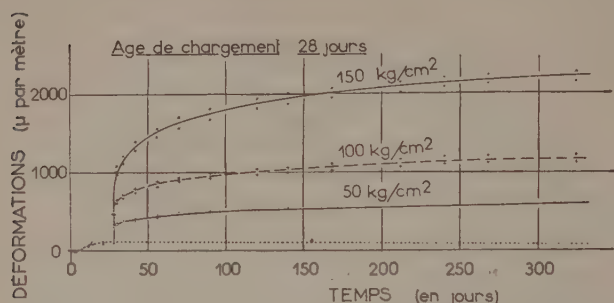


FIG. 8. — Déformation totale d'un béton chargé à 28 jours.

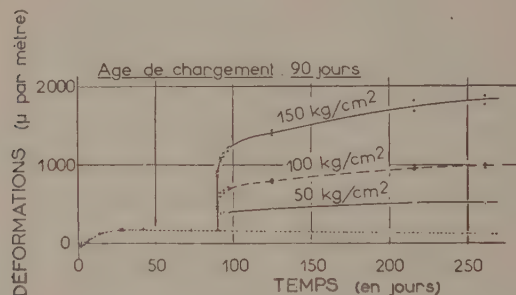


FIG. 9. — Déformation totale d'un béton chargé à 90 jours.

On y remarque que pour un chargement à 7 jours sous une contrainte de 100 kg/cm², la déformation totale atteint 1,5 mm/m alors que pour un chargement à 90 jours sous la même contrainte, elle n'est que d'1 mm.

Nous voyons toujours que les courbes de déformations sont asymptotiques et tendent vers une valeur maximum que nous appellerons Δ_m = fluage final définitif.

On est alors tenté d'essayer de déterminer le fluage définitif en connaissant durant un certain temps la vitesse d'évolution du phénomène.

A partir de l'équation différentielle fondamentale :

$$\frac{d\Delta}{dt} = K (\Delta_m - \Delta).$$

qui signifie que $\frac{d\Delta}{dt}$ accroissement de déformation est propor-

tionnel à $\Delta_m - \Delta$ déformation qui reste à accomplir. M. L'Hermite⁽¹⁾ a proposé l'expression suivante :

$$L (\Delta_m - \Delta) = L\Delta_m - K_1 L \frac{a+t}{a} - K_2 t$$

dans laquelle Δ_m est le fluage final définitif

Δ le fluage au temps t

t la durée du chargement

a l'âge du béton au chargement.

Nous avons donc essayé à l'aide de cette expression de trouver quel serait le fluage définitif pour un béton chargé à 21 jours.

L'expression :

$$L (\Delta_m - \Delta) = L\Delta_m - K_1 L \frac{a+t}{a} - K_2 t$$

peut également s'écrire :

$$\Delta = \Delta_m \left(1 - e^{-\left(K_1 L \frac{a+t}{a} + K_2 t \right)} \right).$$

En considérant que $K_1 = 0,72$, valeur moyenne d'après les résultats d'essais d'auteurs différents (voir la publication de M. L'Hermite) et en négligeant $K_2 t$ terme correctif qui n'est applicable que lorsque le fluage est presque stabilisé, nous avons obtenu dans le tableau ci-dessous les Δ_m correspondant aux trois contraintes de chargement. Δ_m calculés selon les résultats d'essais obtenus après 68 jours de chargement.

Si on porte $\Delta_m - \Delta$ en ordonnées logarithmiques et $\frac{a+t}{a}$ en abscisses logarithmiques (fig. 10) on voit que K_1 est la pente de la droite représentative de la première partie de la fonction :

$$L (\Delta_m - \Delta) = L\Delta_m - K_1 L \frac{a+t}{a}$$

nous voyons que la droite ayant pour pente $K_1 = 0,72$ s'aligne avec presque tous les points quelle que soit la contrainte.

⁽¹⁾ R. L'HERMITE. — Que savons-nous de la déformation plastique et du fluage du béton ?

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics sept. 1957, n° 117.

Contrainte en kg/cm ²	Δ en microns	a en jours	t en jours	$\frac{a+t}{a}$	$L \frac{a+t}{a}$	$K_1 L \frac{a+t}{a}$	$K_2 t$	b	e^{-b}	$1 - e^{-b}$	$\frac{\Delta_m}{\Delta}$ en microns
50	255	21	68	4,2	1,44	1,04	0	1,04	0,35	0,65	390
100	595	21	68	4,2	1,44	1,04	0	1,04	0,35	0,65	920
150	1 190	21	68	4,2	1,44	1,04	0	1,04	0,35	0,65	1 830

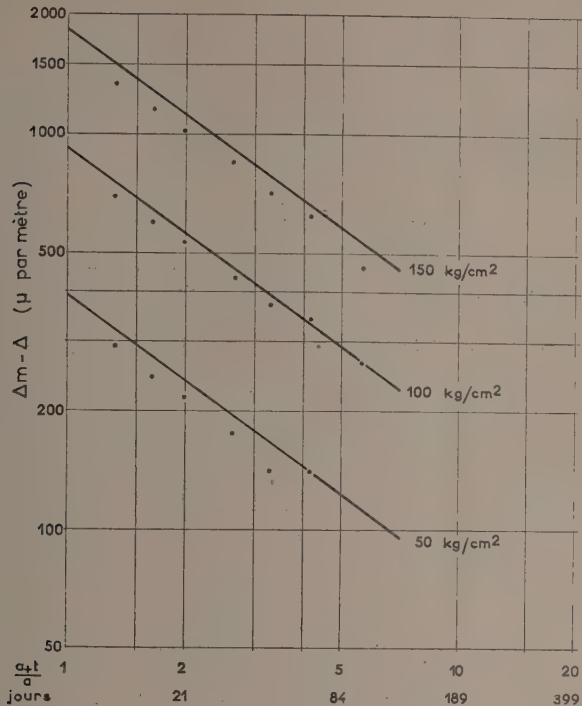


FIG. 10. — Effet de la durée de chargement.

Toutefois, ces résultats ne sont donnés qu'à titre purement indicatif, car l'évolution du phénomène n'ayant été suivi que pendant un an environ, il semble prématuré d'en déduire le fluage définitif.

3.2. INFLUENCE DE LA GRANDEUR DE LA CONTRAINTE

La plupart des auteurs conviennent de la proportionnalité de la déformation totale et de la contrainte appliquée.

En considérant les déformations totales observées 7, 90 et 300 jours après le chargement, nous avons tracé deux graphiques (fig. 11 et 12) avec en ordonnées les contraintes et en ordonnées les déformations.

Nous remarquons que les déformations totales (y compris le retrait) deviennent proportionnelles entre 50 et 100 kg/cm². Jusqu'à cette contrainte, les déformations partent du retrait pour une charge nulle et tendent vers une asymptote passant

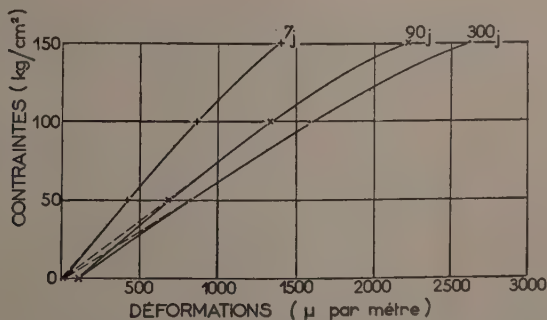


FIG. 11. — Proportionnalité contrainte-fluage d'un béton chargé à 7 jours.

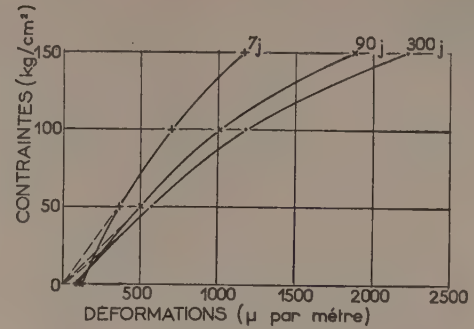


FIG. 12. — Proportionnalité contrainte-fluage d'un béton chargé à 28 jours.

par l'origine. Mais pour une contrainte de 150 kg/cm² la proportionnalité n'est plus vérifiée. Il est vrai que cette valeur se situe à 75 % de la contrainte de rupture tandis qu'une contrainte de 100 kg/cm² correspond à 50 % de la valeur de rupture.

3.3. INFLUENCE DE L'AGE DU CHARGEMENT

D'après les valeurs que nous avons mesurées, nous avons tracé trois graphiques où nous voyons l'évolution du fluage en fonction du temps pour des bétons chargés à 7, 28 et 90 jours.

Sur la figure 13, les trois éprouvettes sont chargées à 50 kg/cm². On remarque que pour cette contrainte, la différence entre l'éprouvette chargée à 7 jours et celle chargée à 90 jours est de 250 microns par mètre.

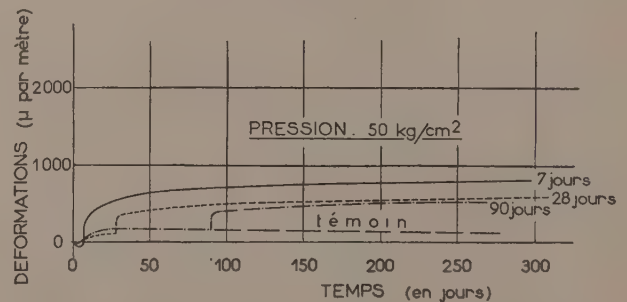


FIG. 13. — Influence de l'âge de chargement (contrainte 50 kg/cm²).

Sur le graphique 14 où l'on a porté les résultats des éprouvettes chargées à 100 kg/cm², cette différence est de 500 mi-

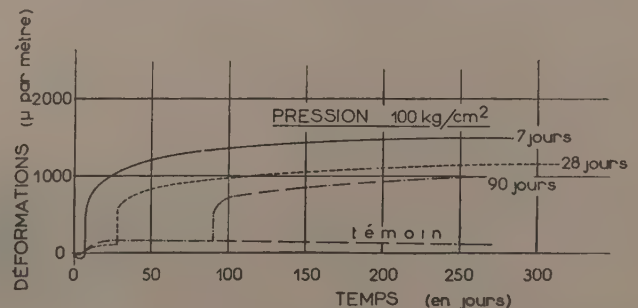


FIG. 14. — Influence de l'âge de chargement (contrainte 100 kg/cm²).

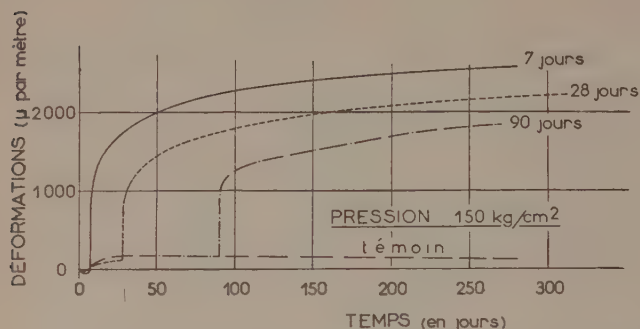


FIG. 15. — Influence de l'âge de chargement (contrainte 150 kg/cm²).

crons par mètre et sur la figure 15 pour une contrainte de 150 kg/cm², cette différence est de l'ordre de 750 microns par mètre, ce qui vérifie que la déformation est proportionnelle à la contrainte quel que soit l'âge du chargement.

En considérant les résultats du fluage définitif Δm que nous avons obtenus de la façon indiquée au chapitre 3.12, nous avons porté sur la figure 16 la valeur du rapport entre la déformation définitive après un chargement à un âge donné (a) à la déformation définitive pour $a = 7$ jours.

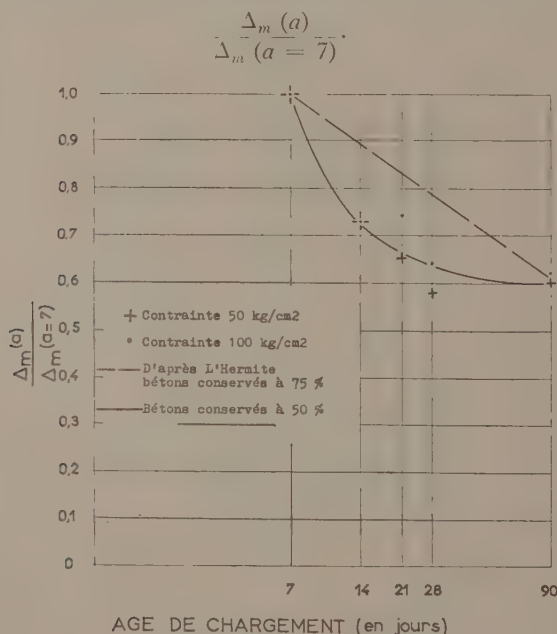


FIG. 16. — Effet de l'âge de mise en charge.

En trait plein figure la courbe relative à nos résultats expérimentaux et en traits discontinus, la droite donnée par M. L'HERMITE suivant les résultats de différents auteurs. Il semble que ces résultats ne soient pas contradictoires. Toutefois, pour nos essais la courbe tend vers une asymptote ce qui prouverait qu'à partir d'un certain âge de chargement, la valeur du fluage final est stabilisée.

De plus, il est possible que l'évolution des qualités élastiques du béton conservé à 50 % d'hygrométrie soit plus rapide que celle des bétons conservés à 75 % ce qui est le cas pour les résultats examinés par M. L'HERMITE.

Ceci nous conduit à penser que le mode de conservation a une influence considérable sur le fluage, c'est ce que nous allons voir dans le chapitre suivant.

3.4. INFLUENCE DES CONDITIONS HYGROMÉTRIQUES DE CONSERVATION

Nous avons voulu savoir quelle différence de valeur du fluage pouvait exister entre deux séries d'éprouvettes de pâte pure de ciment dont les caractéristiques étaient absolument identiques mais ayant des retraits différents.

Pour ce faire, nous avons confectionné deux séries d'éprouvettes, l'une effectuant son évaporation librement, l'autre dont l'évaporation est annulée par paraffinage dès le démoulage. L'étanchéité de la paraffine est réelle, elle a été vérifiée en effectuant des pesées journalières, les variations de poids sont nulles.

Nous avons tracé sur la figure 17 les variations linéaires de ces éprouvettes en fonction du temps. On constate que les déformations des éprouvettes à évaporation libre sont deux fois plus grandes que les déformations des éprouvettes dont l'évaporation est annulée. Ceci est valable aussi bien pour le retrait sans charge que pour les éprouvettes chargées.

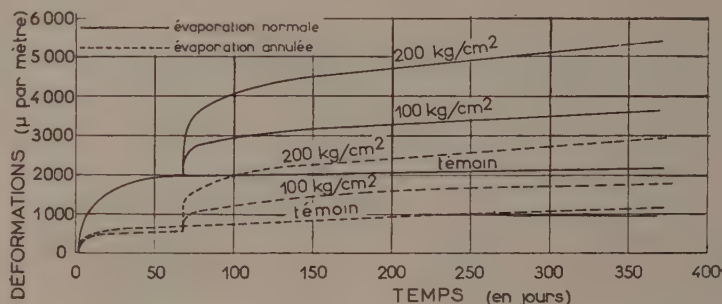


FIG. 17. — Influence du retrait sur le fluage d'une pâte pure de ciment.

Nous avons ensuite fabriqué une série d'éprouvettes de béton dont une moitié était placée dès le démoulage dans l'air sec à 50 % d'hygrométrie relative, l'autre moitié étant mise à l'eau. La température pour les deux conservations étant de 20° C.

Ces éprouvettes ont été chargées à 21 jours et replacées dans leurs ambiances de conservation respectives.

Sur la figure 18 les éprouvettes conservées dans l'eau sont indiquées en traits discontinus, celles conservées dans l'air sec en traits pleins.

Il en résulte que pour une même contrainte de chargement, le fluage est trois à quatre fois plus fort pour les éprouvettes conservées dans l'air que pour les éprouvettes conservées dans l'eau. L'évolution semble terminée dans l'eau alors que dans l'air les courbes sont toujours ascendantes.

La proportionnalité contrainte-fluage (fig. 19) est vérifiée pour les éprouvettes conservées dans l'eau mais il n'en est pas de même pour la conservation dans l'air. En effet, on constate que les déformations sous une contrainte de 150 kg/cm² sont très élevées.

Nous avons donc été amenés à étudier la différence des qualités mécaniques en fonction du temps pour les deux modes de conservation (fig. 20).

L'évolution de la résistance en compression est ascendante pour la conservation dans l'eau et elle est pratiquement stabilisée après 7 jours pour la conservation dans l'air.

On s'aperçoit alors que les éprouvettes conservées dans l'air et chargées à 150 kg/cm² supportent une contrainte d'environ 80 % de la valeur de la rupture, ce qui expliquerait

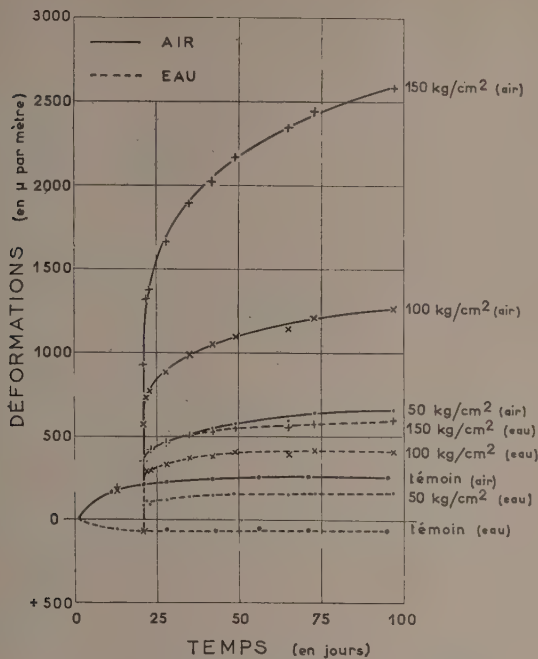


FIG. 18. — Influence du mode de conservation.

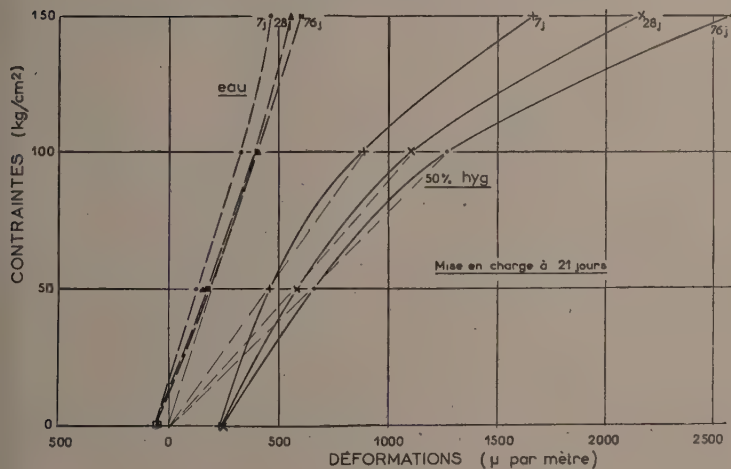


FIG. 19. — Proportionnalité contrainte-fluage pour différents modes de conservation.

que pour cette charge les déformations ne sont plus proportionnelles à la contrainte.

Il y a tout lieu de penser que le fluage n'est pas indépendant de la résistance, mais au contraire que ces deux caractéristiques sont liées.

Rappelons que les éprouvettes sont placées immédiatement après démoulage dans leur enceinte de conservation définitive. Il est possible que la mise à l'air sec entraîne des tensions internes dues au gradient retrait entre le retrait axial et celui des fibres extérieures.

D'autre part, l'éprouvette étant très mince, il semble que l'action des contraintes internes se manifeste très rapidement.

Les performances de nos éprouvettes d'élancement 4, conservées dans l'air sec, sont médiocres. Cependant, la résistance sur cubes du même béton est 30 % supérieure.

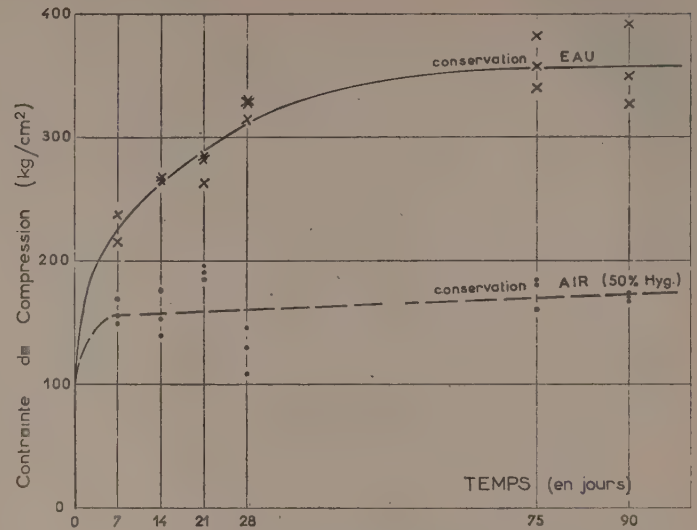


FIG. 20. — Évolution de la résistance de rupture en compression en fonction du temps.

3.5. EFFET DU DÉCHARGEMENT

Lorsque l'on décharge une éprouvette soumise depuis un certain temps à l'effet d'un chargement permanent, elle subit une déformation de retour instantanée et une déformation de retour différée.

La déformation de retour n'est pas immédiate.

Prenons une série d'éprouvettes de pâte pure de ciment chargée au démoulage à 100 et 200 kg/cm² et conservée à l'air sec 50 % d'hygrométrie relative (fig. 21).

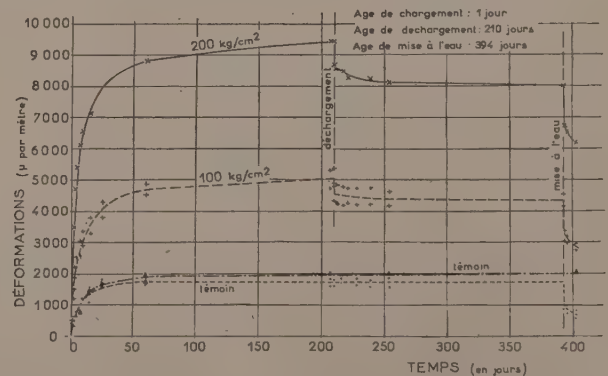


FIG. 21. — Déformations totales d'une pâte pure de ciment chargée, déchargée et mise en eau.

Cette série a été chargée durant 210 jours, puis déchargée et mise à l'eau à 394 jours. Au déchargement, on observe une déformation instantanée. Ensuite le retour lent s'effectue pendant une dizaine de jours. Dès leur mise en eau, ces éprouvettes gonflent. Le gonflement est d'autant plus élevé que l'éprouvette a été plus chargée.

La figure 22 nous montre la même allure mais pour un béton à 7 jours, déchargé à 144 jours et mis en eau à 316 jours. Là encore, nous constatons que la déformation élastique de retour est plus faible que la déformation élastique de chargement. La déformation différée de retour s'effectue dans un temps plus court que pour la pâte pure.

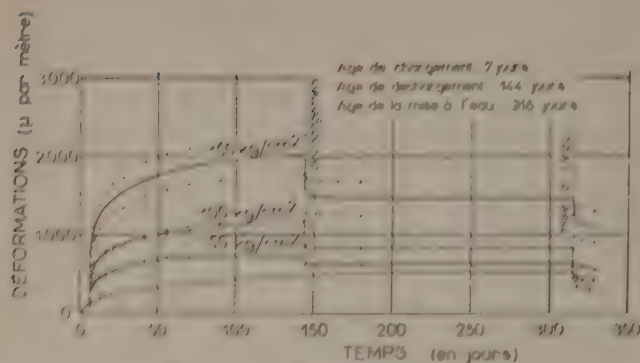


FIG. 22. — Déformations totales d'un béton chargé, déchargé et mis en eau.

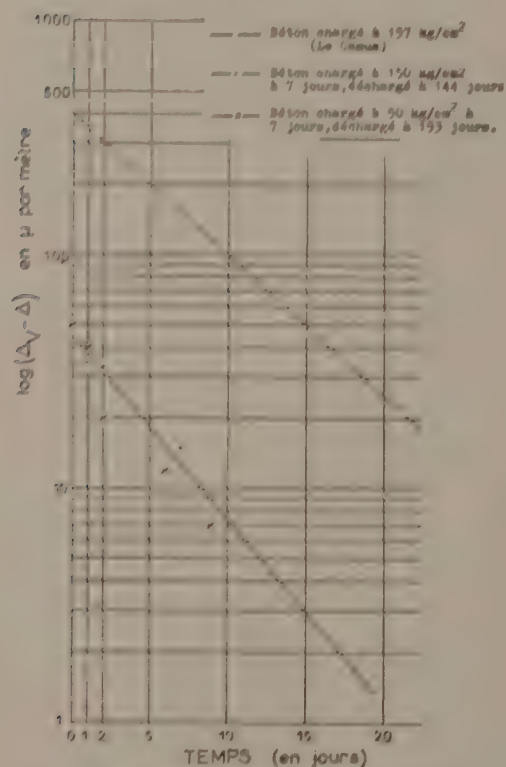


FIG. 23. — Effet visco-élastique de retour.

Cette déformation différée a un caractère visco-élastique que nous avons voulu mettre en évidence sur la figure 23. Nous avons porté en abscisses le temps et en ordonnées logarithmiques $\Delta_v - \Delta$.

Δ_v étant la déformation élastique différée totale après stabilisation et

Δ la déformation élastique différée au temps t .

Les points expérimentaux sont relatifs à deux éprouvettes l'une chargée à 50 kg/cm² et l'autre à 150 kg/cm². Ils s'alignent bien sur une droite donnée par la relation :

$$\log (\Delta_v - \Delta) = -Qt + \log \Delta_v$$

Q étant la pente de cette droite.

On en tire :

$$\Delta = \Delta_v (1 - e^{-Qt})$$

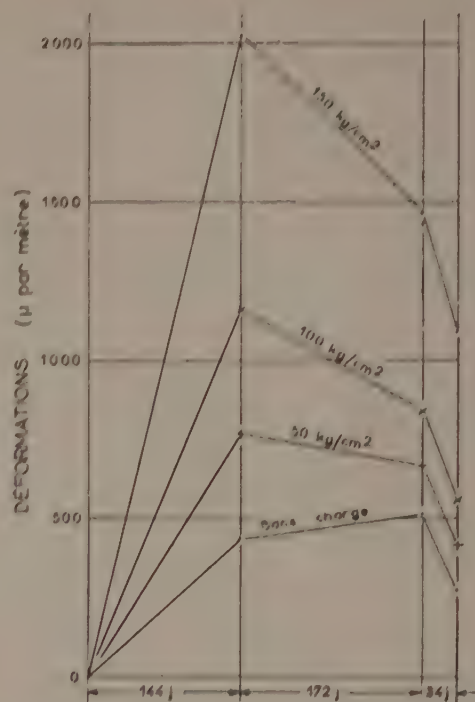


FIG. 24. — Déformations plastiques d'un béton chargé à 7 jours, déchargé à 144 jours, et mis en eau à 316 jours.

Nous avons porté sur le même graphique les résultats obtenus par LE CAMUS⁽¹⁾ et nous pouvons constater que la pente est assez voisine.

Après six jours, le retour est presque totalement effectué.

Une question se trouve alors posée : à quoi ce retour peut-il être dû ? Notre première idée fut de penser qu'il y avait un départ d'eau au cours du chargement et une reprise d'eau après le déchargement. Mais cette hypothèse s'est révélée inexacte.

Dans les tableaux I, II et III nous avons noté les variations de poids et de longueur durant la période de chargement, au déchargement à la mise en eau et pendant l'immersion d'éprouvettes chargées à 7 et 14 jours et d'éprouvettes témoins durant les mêmes périodes.

Il faut signaler que les résultats du tableau I sont ceux d'un béton ayant les mêmes proportions que notre béton employé pour cette étude, mais dont le ciment a été remplacé par un CPA 250/315.

A première vue, il semble que pendant la période de chargement, les éprouvettes subissant une contrainte perdent moins d'eau que les éprouvettes témoins sans charge. Malgré tout, la différence est minime et n'est pas significative. Toutefois, ce qui semble certain, c'est que le mouvement d'eau s'il y en a un, ne s'effectue pas vers l'extérieur mais bien à l'intérieur des capillaires du béton. Une explication reste à trouver.

Revenons maintenant à la déformation plastique finale. Nous avons porté sur la figure 24 les déformations totales d'une série d'éprouvettes de béton chargée à 7 jours, déchargée à 144 jours et mise à l'eau à 316 jours (voir figure 22).

(1) B. LE CAMUS, — « Recherches expérimentales sur la déformation du béton et du béton armé », — C. R. Recherches I. B. T. P. 1945-1946.

Tableau I. — Variations de poids et de longueur d'un béton chargé à sept jours.

VARIATIONS DE POIDS EN GRAMMES										
Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions							
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²		150 kg/cm ²	
			Poids	ΔP	Poids	ΔP	Poids	ΔP	Poids	ΔP
7		Chargement	3 287		3 291		3 340		3 265	
144	Chargé	Déchargement	3 267	— 20	3 273	— 18	3 321	— 19	3 246,5	— 18,5
315	Déchargé	Mise en eau	3 267	0	3 273,5	+ 0,5	3 321,5	+ 0,5	3 247	+ 0,5
319	Immergé	4 jours en eau	3 417	+ 150	3 418	+ 144,5	3 468	+ 146,5	3 396	+ 149

VARIATIONS DE LONGUEUR EN MICRONS PAR MÈTRE										
Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions							
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²		150 kg/cm ²	
			Mesure	ΔL	Mesure	ΔL	Mesure	ΔL	Mesure	ΔL
7		Chargement	— 138		— 273		— 420		— 682	
144	Chargé	Déchargement	— 432	— 294	— 767	— 494	— 1 160	— 740	— 2 025	— 1 343
315	Déchargé	Mise en eau	— 512	— 80	— 665	+ 102	— 840	+ 320	— 1 470	+ 555
319	Immergé	4 jours en eau	— 322	+ 190	— 422	+ 243	— 602	+ 238	— 1 135	+ 335

Tableau II. — Variations de poids et de longueur d'un béton chargé à sept jours.

VARIATIONS DE POIDS EN GRAMMES								
Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions					
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²	
			Poids	ΔP	Poids	ΔP	Poids	ΔP
7		Chargement	3 211 (3 226)		3 222		3 300	
153	Chargé	Déchargement	3 200 (3 213)	— 11 (— 13)	3 213	— 9	3 289,5	— 10,5
312	Déchargé	Mise en eau	3 202 (3 214,5)	+ 2 (+ 1,5)	3 212	— 1	3 289	— 0,5
316	Immergé	4 jours en eau	3 379 (3 388)	+ 177 (+ 173,5)	3 375	+ 163	3 462	+ 173

VARIATIONS DE LONGUEUR EN MICRONS PAR MÈTRE

Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions					
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²	
			Mesure	Δ L	Mesure	Δ L	Mesure	Δ L
7		Chargement	— 93 (— 75)		— 242		— 523	
153	Chargé							
		Déchargement	— 06 (— 27)	+ 87 (+ 48)	— 710	— 468	— 1 737	— 1 214
312	Déchargé							
		Mise en eau	+ 102 (+ 55)	+ 108 (+ 82)	— 562	+ 148	— 1 515	+ 222
316	Immergé							
		4 jours en eau	+ 285 (+ 227)	+ 183 (+ 172)	— 367	+ 195	— 1 200	+ 315

Tableau III. — Variations de poids et de longueur d'un béton chargé à quatorze jours.

VARIATIONS DE POIDS EN GRAMMES

Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions							
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²		150 kg/cm ²	
			Poids	Δ P	Poids	Δ P	Poids	Δ L	Poids	Δ P
14		Chargement	3 307		3 315		3 302		3 340	
253	Chargé									
		Déchargement	3 297	— 10	3 306	— 9	3 293	— 9	3 331	— 9
274	Déchargé									
		21 jours après déchargement	3 297	0	3 305	— 1	3 293	— 0	3 328	— 3

VARIATIONS DE LONGUEUR EN MICRONS PAR MÈTRE

Age en jours	Périodes	Opérations	Pressions							
			Témoin sans charge		50 kg/cm ²		100 kg/cm ²		150 kg/cm ²	
			Mesure	Δ L	Mesure	Δ L	Mesure	Δ L	Mesure	Δ L
14		Chargement	— 82		— 237		— 408		— 620	
253	Chargé									
		Avant déchargement	— 127	— 45	— 665	— 428	— 1 267	— 859	— 2 100	— 1 480
		Après déchargement			— 505	+ 160	— 957	+ 310	— 1 592	+ 508
274	Déchargé									
		21 jours après déchargement	— 122	+ 5	— 472	+ 33	— 882	+ 75	— 1 472	+ 120

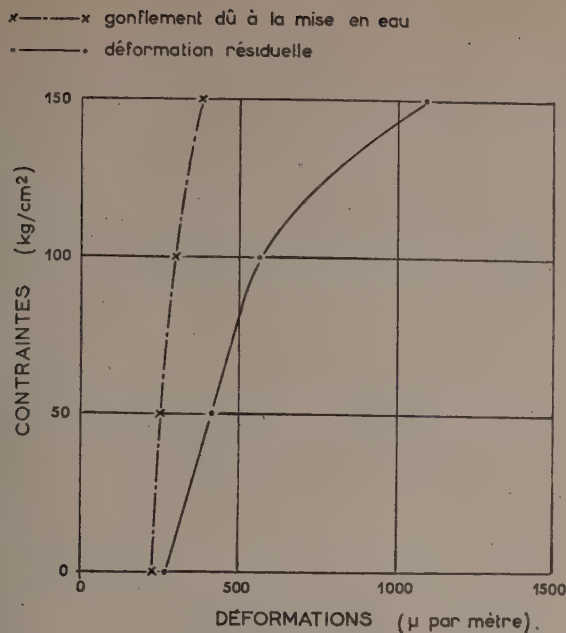


FIG. 25. — Déformations résiduelles et gonflement dû à la mise en eau.

De ce graphique, nous tirons les déformations finales en fonction des contraintes (fig. 25). On constate que le gonflement est proportionnel à la charge ainsi que la déformation résiduelle jusqu'à une contrainte de 100 kg/cm^2 (correspondant à 50 % de la rupture — voir chapitre 3.4). Mais les courbes ne passent pas par l'origine.

On peut en déduire que pour une contrainte allant jusqu'à 50 % de la charge de rupture, la déformation plastique finale d'un béton est proportionnelle à la charge.

3.6. EFFET DE LA RELAXATION

Examinons maintenant un cas un peu particulier de chargement. Voyons l'évolution du fluage sous une contrainte décroissante, c'est-à-dire lorsque la tension décroît par relaxation.

Nous avons confectionné une série d'éprouvettes conservées à l'air sec et mise en charge à 28 jours sous trois contraintes différentes : 50, 100 et 150 kg/cm^2 . Pour chacune des contraintes, nous avons adopté trois façons d'opérer.

La première consistait à rétablir la pression hydraulique à chaque instant dès qu'une baisse appréciable était notée, la seconde à réajuster à la pression voulue matin et soir et la troisième à laisser décroître la contrainte. Cette chute de contrainte est due à la relaxation du dispositif d'essai. En

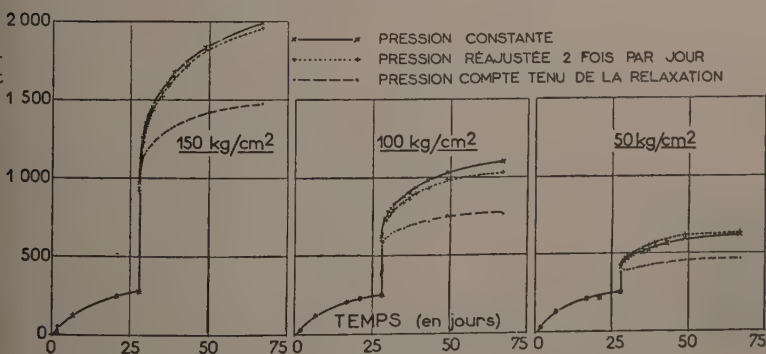


FIG. 26. — Influence de la relaxation sur la déformation.

effet, sous l'action du fluage de l'éprouvette, le volume du liquide provoquant la pression augmente, ceci entraînant une chute de pression.

Nous remarquons (fig. 26) que pour les deux premières méthodes, la différence des déformations est pratiquement nulle, alors que pour la troisième le fluage est presque stabilisé.

Nous avons porté sur la figure 27 la chute de pression en fonction du temps. On voit que cette chute est d'autant plus forte que la contrainte est plus grande et que pour les faibles pressions, cette chute tend à se stabiliser plus rapidement.

Pour bien mettre en évidence que la perte de fluage est une caractéristique élastique de nos appareils, nous avons porté sur la figure 28 en ordonnées la différence entre le

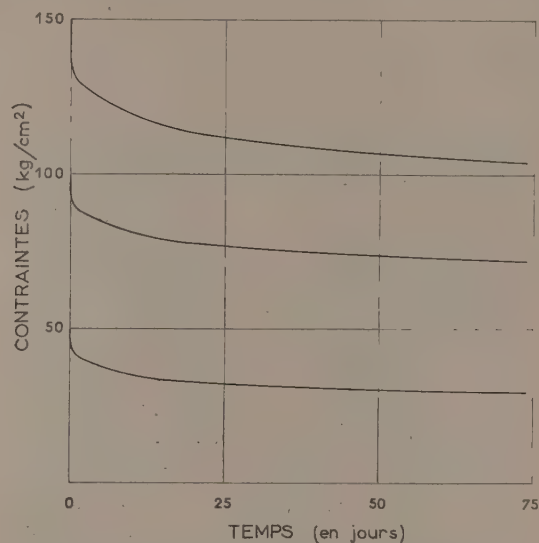


FIG. 27. — Chute de pression due à la relaxation.

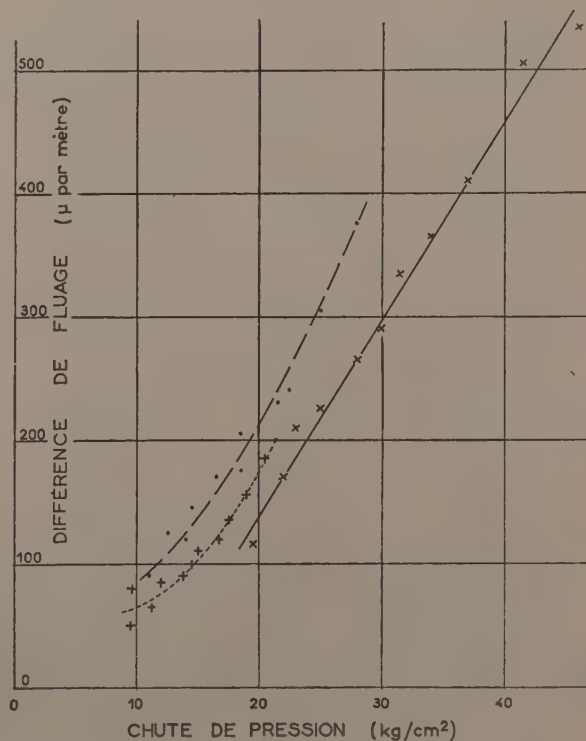


FIG. 28. — Perte de fluage due à la chute de pression.

fluage des éprouvettes sous contrainte constante et celui des éprouvettes sous contrainte variable et en abscisses la chute de contrainte.

L'allure des courbes montre une relation presque linéaire. La pente est une caractéristique élastique de nos appareils. Elle dépend surtout de la capacité hydraulique, de la section des colonnes et de la rigidité des plateaux.

3.7. FLUAGE EN TRACTION

3.71. CONDITIONS DES ESSAIS

3.711. Dispositif.

L'appareil utilisé pour le fluage en traction (fig. 29) est constitué de deux plateaux en acier d'un diamètre de 34 cm,

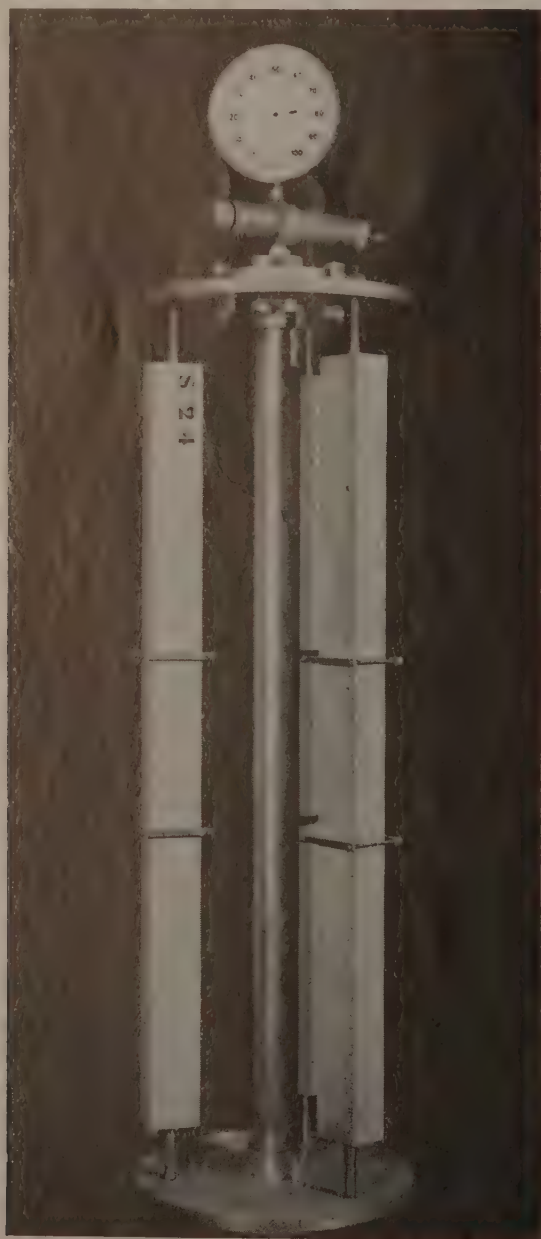


FIG. 29. — Vue de l'appareil de fluage en traction.

placés aux extrémités d'un tube métallique de 95 cm de longueur et de 48/58 mm de diamètre. Ce tube repose sur une tête solidaire du plateau inférieur. Trois éprouvettes sont placées symétriquement autour du tube et fixées par des écrous. Le système de mise en charge est le même que celui du bâti de chargement en compression (fig. 2). Au moyen du volant, qui déplace le piston sur le tube, on comprime celui-ci et de cette façon on met les trois éprouvettes en traction.

3.712. Éprouvettes.

Les éprouvettes sont des prismes de $100 \times 4,8 \times 6,3$ cm d'une pâte pure de ciment Portland artificiel 250/315. Ces éprouvettes portent à chaque extrémité une tige filetée de 16 mm de diamètre ancrée sur une longueur de 25 cm dans la pâte et qui permet la fixation.

3.713. Confection des éprouvettes.

Le gâchage est effectué au malaxeur mécanique durant cinq minutes. La mise en place est réalisée par piquage en deux couches. La conservation est effectuée dans l'eau jusqu'au démoulage, le moule étant recouvert d'une plaque de verre. Après démoulage, on effectue la mise en traction immédiatement sous une contrainte de 12 kg/cm^2 et on conserve les éprouvettes sous le bâti de fluage à l'air sec 50 % d'hygrométrie relative à la température 20°C .

3.714. Mesures des déformations.

Pour mesurer les déformations, on fixe au milieu des éprouvettes deux cadres (C) espacés de 20 cm et on mesure les variations de longueur au moyen de deux comparateurs au millième de millimètre fixés sur une plaque métallique (fig. 30), le positionnement de la plaque sur l'éprouvette est assuré par deux butées (a) qu'on applique sur l'arête de celle-ci. De cette manière on exerce toujours sur les cadres la même pression du ressort des comparateurs pendant les mesures. La précision est de 10 à 15 microns par mètre. On vérifie l'étalonnage par rapport à une barre d'invar avant chaque mesure.

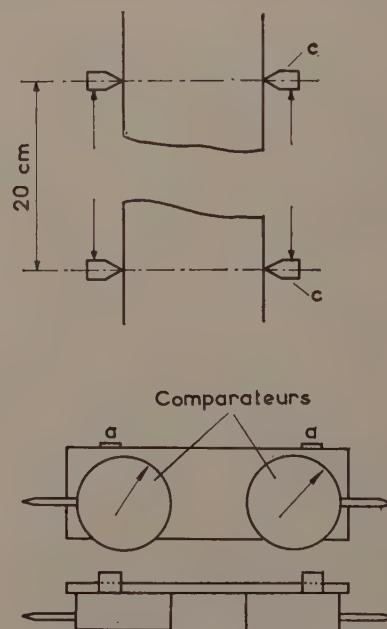


FIG. 30. — Appareil de mesure pour le fluage en traction.

3.72. RÉSULTATS DE L'ESSAI

Nous avons porté sur la figure 31 les déformations en fonction du temps; on remarque que malgré la contrainte appliquée l'éprouvette subit un accourcissement, c'est le retrait qui l'emporte. On peut déduire le fluage en faisant la différence entre les valeurs du retrait des éprouvettes témoins et les valeurs des déformations des éprouvettes

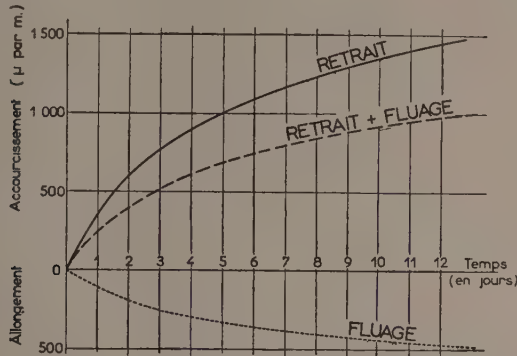


FIG. 31. — Déformations d'une pâte pure de ciment en traction.

chargées. On peut noter qu'à douze jours, la déformation due au fluage pour cette pâte pure de ciment atteint 0,5 mm/m.

4. CONCLUSION

Il nous semble en conclusion de nos essais qui ont été réalisés en hygrométries et températures constantes, qu'il soit possible de souligner les quatre points suivants :

— Le fluage paraît tendre vers une valeur définitive qui peut être estimée à 15 % près lorsque l'on a suivi l'évolution du phénomène pendant six mois.

— Le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée, quels que soient l'âge du chargement et l'hygrométrie de conservation à condition de ne pas dépasser 50 % de la contrainte de rupture.

— Pour les conditions de nos essais, l'âge du chargement dans l'air sec, n'a d'importance que s'il a lieu avant 28 jours. Ensuite le fluage final n'est pas influencé.

— Les conditions hygrométriques ont une influence capitale sur l'évolution du fluage. La conservation dans l'eau, tout étant égal par ailleurs, permet d'obtenir un fluage quatre fois plus faible que la conservation dans l'air.

II. OBSERVATIONS SUR OUVRAGES ET ÉPROUVETTES

(Participation du Laboratoire Public d'Essais et d'Études de Casablanca)

par **M. DELARUE**
Directeur du laboratoire

Le Laboratoire Public d'Essais et d'Études a entamé il y a plus de deux ans une étude continue sur le fluage du béton précontraint qui se poursuit encore.

Les essais ont porté :

— sur une poutre d'un ouvrage réel : poutre de 28 m de long posée sur deux appuis et soumise pendant un an à son poids propre et aux forces de précontrainte; la poutre travaille sous l'effet de son poids et de câbles curvilignes en flexion composée, avec un effort normal constant, au moment fléchissant variable avec la section considérée.

— sur des éprouvettes prismatiques précontraintes fabriquées avec le même béton, travaillant en compression simple dans lesquelles on faisait varier la section transversale, l'âge à l'application de la précontrainte, les conditions d'application des charges (chargement unique ou par étapes).

Nos essais ne sont pas terminés, mais nos mesures en Laboratoire ont déjà porté sur un an et demi pour une première série d'éprouvettes, soit six mois pour une autre; nous avons fait quelques extrapolations.

Nous n'avons étudié qu'un seul type de béton, de très hautes qualités mécaniques. Nous avons toujours séparé retrait et fluage pur, tant en place qu'en Laboratoire et nous n'étudierons que le seul fluage.

Nous essaierons d'apporter notre contribution à la discussion en examinant chaque point dans l'ordre et avec les notations adoptées par M. L'Hermite.

1. LOI GÉNÉRALE DU FLUAGE

M. L'Hermite propose une loi générale

$$\Delta = \Delta_m \left[1 - e^{-(K_1 \log \frac{a+t}{a} + K_2 t)} \right].$$

Nous n'avions pas connaissance de cette expression en dépouillant nos résultats, et au lieu de chercher une formule synthétique, nous procédions par voie analytique en étudiant un certain nombre de représentations graphiques et en adaptant des lois différentes aux diverses époques.

Il se trouve que, *du point de vue formel*, nos observations concordent remarquablement *aux âges avancés* avec la formule proposée par M. L'Hermite. D'après cette expression en effet, on peut décomposer l'évolution en tranches successives :

a) Peu après l'application de la précontrainte, on a le droit de développer en série l'exponentielle et le logarithme

$\log \frac{a+t}{a}$ qui est de la forme $\log (1 + \epsilon)$. Le fluage évolue alors linéairement en fonction du temps

$$\frac{\Delta}{\Delta_m} = At. \quad (1)$$

b) Ensuite il n'est plus légitime de développer le logarithme en série mais on a encore le droit de développer l'exponentielle. En raison de la faible valeur de K_2 devant K_1 l'expression équivalait à :

$$\frac{\Delta}{\Delta_m} = B \log \frac{a+t}{a} \quad (2)$$

c) Ensuite le logarithme s'estompe devant le terme $K_2 t$. L'expression est équivalente à :

$$\frac{\Delta}{\Delta_m} = 1 - e^{-Ct} \quad (3)$$

Or nous distinguons les mêmes phases dans nos mesures; les périodes chevauchent évidemment un peu les unes sur les autres, car on passe progressivement d'une loi à l'autre :

a) Le fluage varie linéairement avec le temps sur nos éprouvettes pendant une période qui va sensiblement de 60 à 200 jours après le chargement; on faisait la même observation avec une excellente précision sur la poutre réelle, de 60 jours après mise en précontrainte jusqu'à la fin de nos mesures (350 jours après précontrainte).

b) En adoptant une représentation semi-logarithmique (amplitude du fluage en coordonnées linéaires, âge du béton depuis son coulage en coordonnées logarithmiques), nous trouvons que, dans ce système de coordonnées et pendant une très longue période de temps qui débute entre 150 et 200 jours et se termine entre 300 et 400 jours, les points s'alignent très bien sur une droite qui recoupe l'axe des temps en $t = a$ (âge d'application de la précontrainte). On retrouve très bien la loi (2) (fig. 1 et 2).

c) A des âges avancés, pour des temps en progression géométrique, les rapports des accroissements successifs du fluage sont constants. Ceci traduit de façon univoque une loi du type (3).

d) Nous observons que quelles que soient les conditions de mise en précontrainte (âge, dimension, mode d'application de la charge), au bout d'un certain temps, les déformations évoluent parallèlement. Ceci traduit la constance des coefficients K_1 et K_2 qu'on observe au moins pour l'élément prépondérant K_1 sur l'article de M. L'Hermite.

L'expression proposée a un inconvénient; elle ne tient que peu de compte de l'allure des déformations aux premiers âges, que le mode de représentation choisi dans les figures tend à estomper; elle laisse entendre qu'au début, le fluage est proportionnel au temps, ce qui ne se vérifie pas dans la pratique. Or, les déformations aux premiers âges caractériseraient d'après nous l'individualité de l'essai et seraient seules fonction des dimensions ou de l'histoire de la pièce étudiée.

ESSAIS DE LABORATOIRE (fig. 1, 2, 3, et 4).

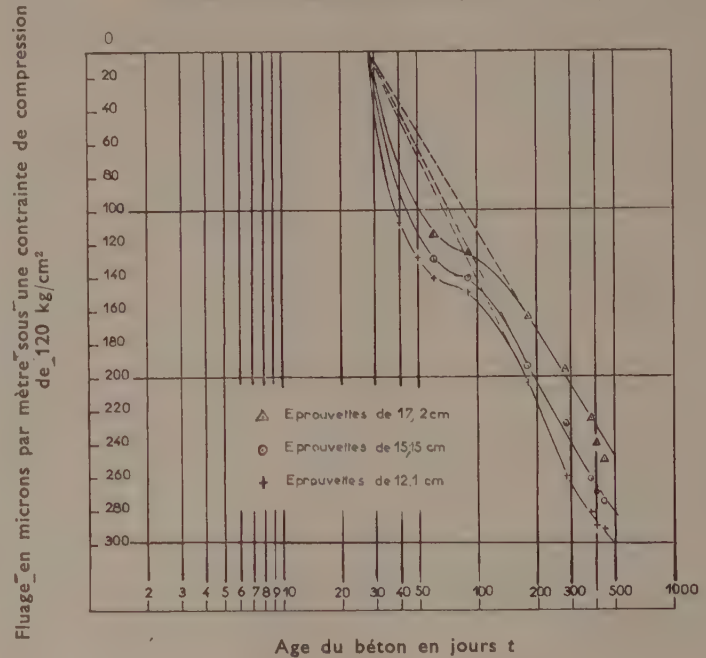


FIG. 1. — Evolution du fluage (coordonnées semilogarithmiques). Mise en précontrainte à 28 jours d'âge.

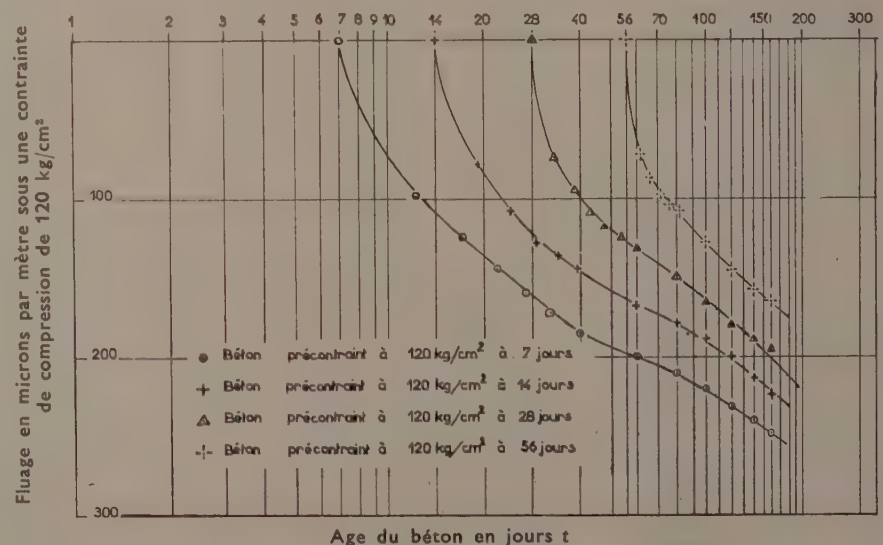


FIG. 2. — Evolution du fluage (coordonnées semilogarithmiques). Mise en précontrainte à des âges variables. Prismes de 15 cm d'arête.

D'après nos essais :

— l'évolution du fluage aux premiers âges serait proportionnelle à la racine carrée du temps;

— la validité d'une telle loi s'étalerait sur des temps d'autant plus longs que le béton serait chargé plus jeune; sur des éprouvettes de 15 cm d'arête chargées à 120 kg/cm² elle durerait plus de 25 jours sur un béton chargé à 7 jours, moins de 5 jours pour un béton chargé à 56 jours (fig. 3, 4, 5 et 6).

— la validité d'une telle loi s'appliquerait sur des temps d'autant plus longs que la pièce est plus massive : 80 jours environ pour la poutre précontrainte (0,957 m² de section transversale);

— pendant toute la période correspondante, une fraction

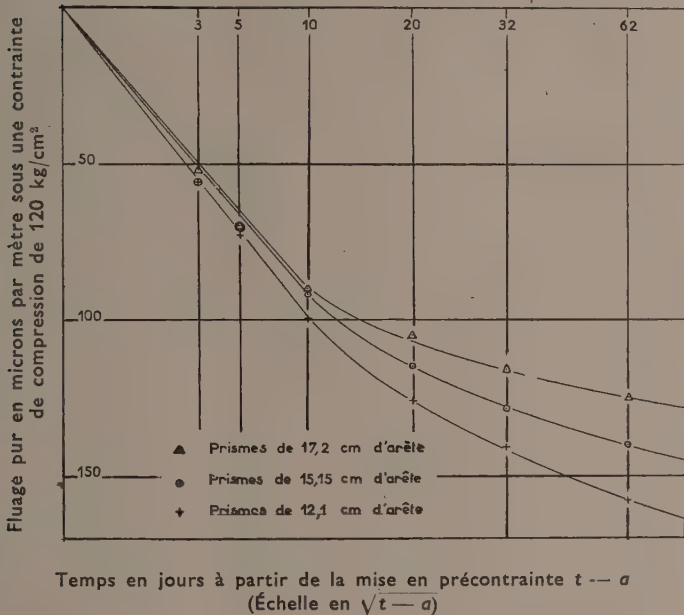


FIG. 3. — Fluage du béton aux premiers âges. Prismes de dimensions transversales variables. Mise en précontrainte à 28 jours d'âge.

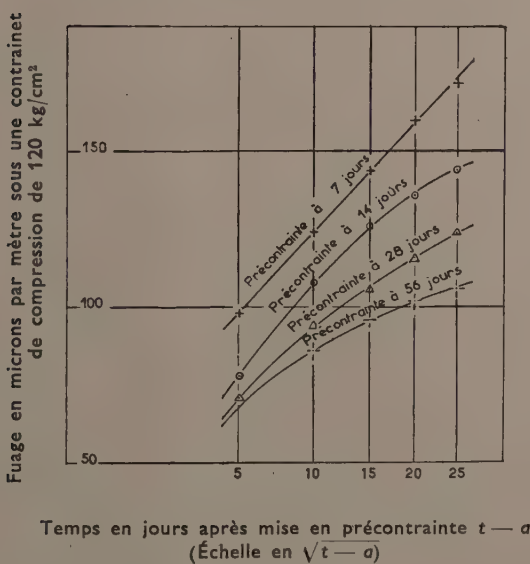


FIG. 4. — Fluage du béton aux premiers âges. Mise en précontrainte à des âges variables. Prismes de 15 cm d'arête.

importante du fluage total est prise par le béton (20% environ); les lois qui régissent le retrait s'appliquent; en particulier, il faut pour prendre une fraction donnée du retrait, des temps fonction du rayon moyen de l'éprouvette.

Nous serions donc amenés à proposer une loi du type suivant :

$$\Delta = K_0 f(\sqrt{t}) + A \left[1 - e^{-\left(K_1 \log \frac{a+t}{a} + K_2 t \right)} \right] \quad (4)$$

où $f(\sqrt{t})$ est une fonction qui au début doit être équivalente à $k\sqrt{t}$ et qui doit tendre ensuite assez vite vers une valeur finie. Ce pourrait être comme pour le tassement des sols, la somme d'une série convergente.

Au bout de quelque temps, la variation devrait se confondre avec l'expression proposée par M. L'Hermite. K_0 dépendrait des caractéristiques de la pièce et de son histoire; K_1 et K_2 ne dépendraient que de la seule qualité du béton.

Nous avons cherché à donner une interprétation à ces deux termes; par analogie avec la théorie de la consolidation en Mécanique des Sols, nous serions amenés à penser que dans la première phase où le terme en $K_0 f(\sqrt{t})$ l'emporte, et que nous appellerons consolidation primaire, il y a essorage de la pâte de ciment et que la faible perméabilité s'oppose au libre mouvement; ceci expliquerait l'influence de l'âge et des dimensions. Dans la deuxième phase, il y aurait simple déformation plastique des constituants.

COMPARAISON DES ESSAIS SUR POUTRE DE PONT ET ESSAIS DE LABORATOIRE (fig. 5 et 6).

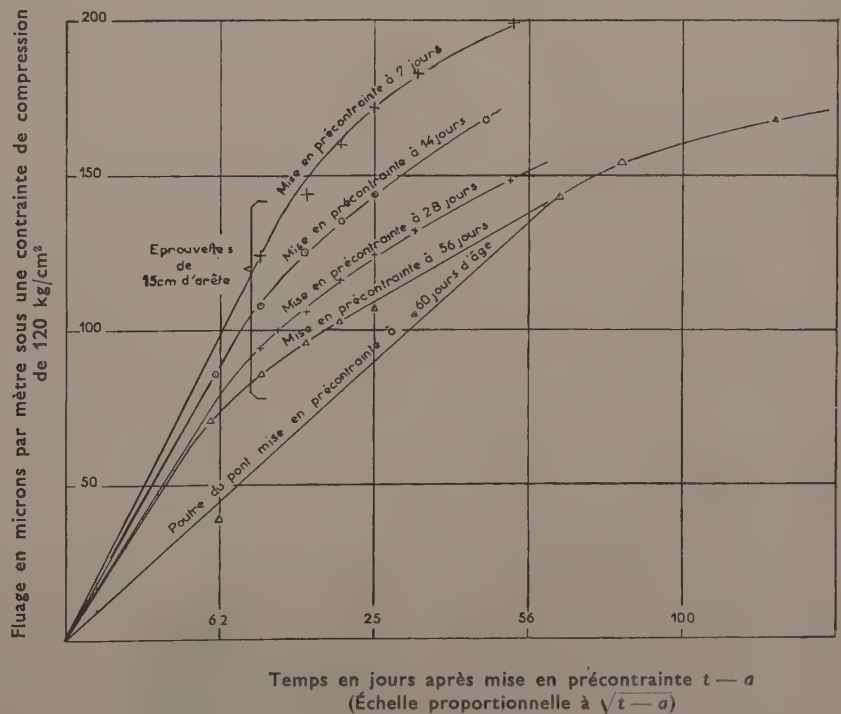


FIG. 5. — Fluage du béton aux premiers âges. Influence de l'âge à la mise en précontrainte. Prismes de 15 cm d'arête.

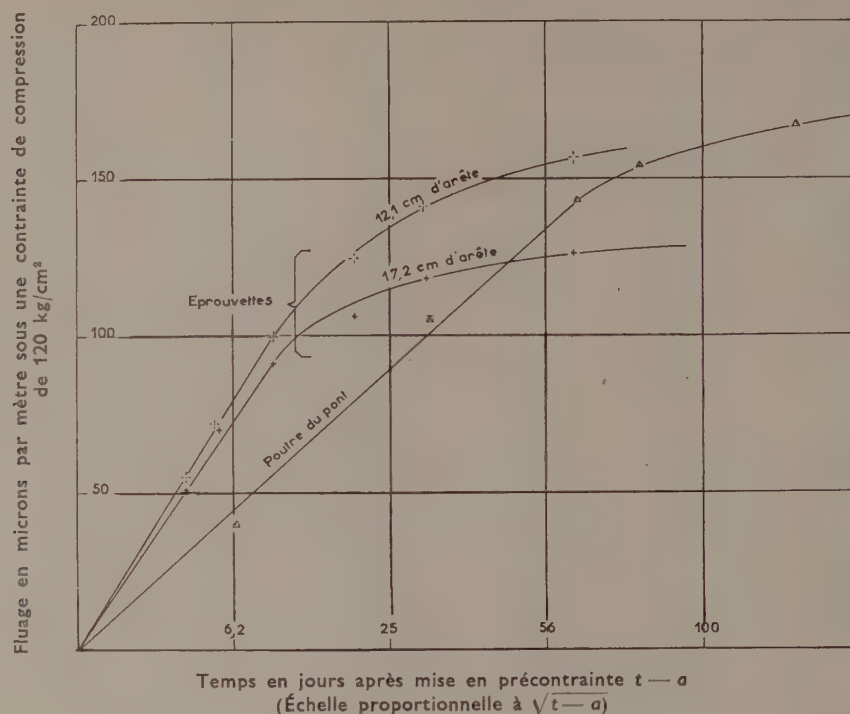


FIG. 6. — Fluage du béton aux premiers âges. Influence des dimensions.

2. INFLUENCE DE LA GRANDEUR DU CHARGEMENT

Nous ne pouvons tirer de conclusions de nos essais de Laboratoire où la précontrainte a toujours été au bout d'un délai assez court ajustée à une valeur unique : 120 kg/cm^2 .

Mais nos mesures sur la poutre en place tendent à témoigner que le fluage (après déduction du retrait de l'ensemble des déformations lentes) est proportionnel à la contrainte. Nous mesurons en effet deux paramètres indépendants : la courbure au voisinage du milieu de la portée (rotation relative de deux sections infiniment voisines) et la contre-flèche de la poutre qui sous l'effet des moments négatifs tendait à se cambrer sur ses appuis (fig. 7 et 8).

Ces deux grandeurs étaient définies sans ambiguïté, la courbure était facile à évaluer car les sections planes, sont toujours restées planes; les contre-flèches se déterminaient avec une précision de l'ordre de $0,1 \text{ mm}$ grâce à un fil tendu par un ressort fixé aux deux extrémités de la poutre et se déplaçant devant un vernier.

Or, ces deux grandeurs indépendantes sont toujours restées, au cours des déformations lentes, dans un rapport constant et égal à sa valeur théorique déduite de calculs élastiques. La mesure de la courbure ne concerne que la section centrale; la contre-flèche intègre les courbures des diverses sections, soumises à des moments fléchissants nettement variables.

Nous croyons pouvoir en déduire dans le domaine de contraintes considéré (béton précontraint soumis uniquement à des compressions variant de 0 à 230 kg/cm^2) que :

les déformations lentes du fluage étaient à tout instant proportionnelles aux déformations élastiques, donc aux contraintes;

on peut définir l'ensemble des déformations à partir d'un paramètre unique : module de déformation, fonction du seul temps, et qu'on substitue au module élastique.

3. INFLUENCE DE L'ÂGE DU BÉTON A L'INSTANT DU CHARGEMENT

Nous avons comparé le fluage d'éprouvettes de 15 cm d'arête soumises à une précontrainte de 120 kg/cm^2 appliquée aux âges de $7 - 14 - 28 - 56$ jours. On constate :

que les divergences n'apparaissent que pendant ce que nous avons convenu d'appeler la consolidation primaire, les courbes de déformation relative évoluant ensuite de façon rigoureusement parallèle;

que pendant ce premier stade, les déformations relatives de fluage varient linéairement en fonction de l'inverse de l'âge au moment de l'application de la précontrainte, soit a , d'après les notations de M. L'Hermite.

Dans notre expression (4) on a donc :

$$K_0 = K_3 + \frac{K_4}{a} \quad (\text{fig. 9})$$

et nous arriverions à une expression générale du type :

$$\Delta = \left(K_3 + \frac{K_4}{a} \right) f(\sqrt{t}) + A \left[1 - e^{-\left(K_1 \log \frac{a + t}{a} + K_2 \right)} \right] \quad (5)$$

Nous serions amené à dire :

l'application tardive de l'effort de compression entraîne une réduction des déformations de fluage; ce gain est rapidement atteint puis reste constant en valeur absolue; lorsque le temps s'écoule il perd de l'importance en valeur relative.

■ Nous ne pouvons définir avec précision ce gain, nos mesures ne portant encore que sur six mois; en extrapolant hardiment à l'aide de nos formules générales nous arriverions au tableau suivant qui donne, comme dans la figure 29 de l'article de M. L'Hermite, le rapport entre la déformation définitive après

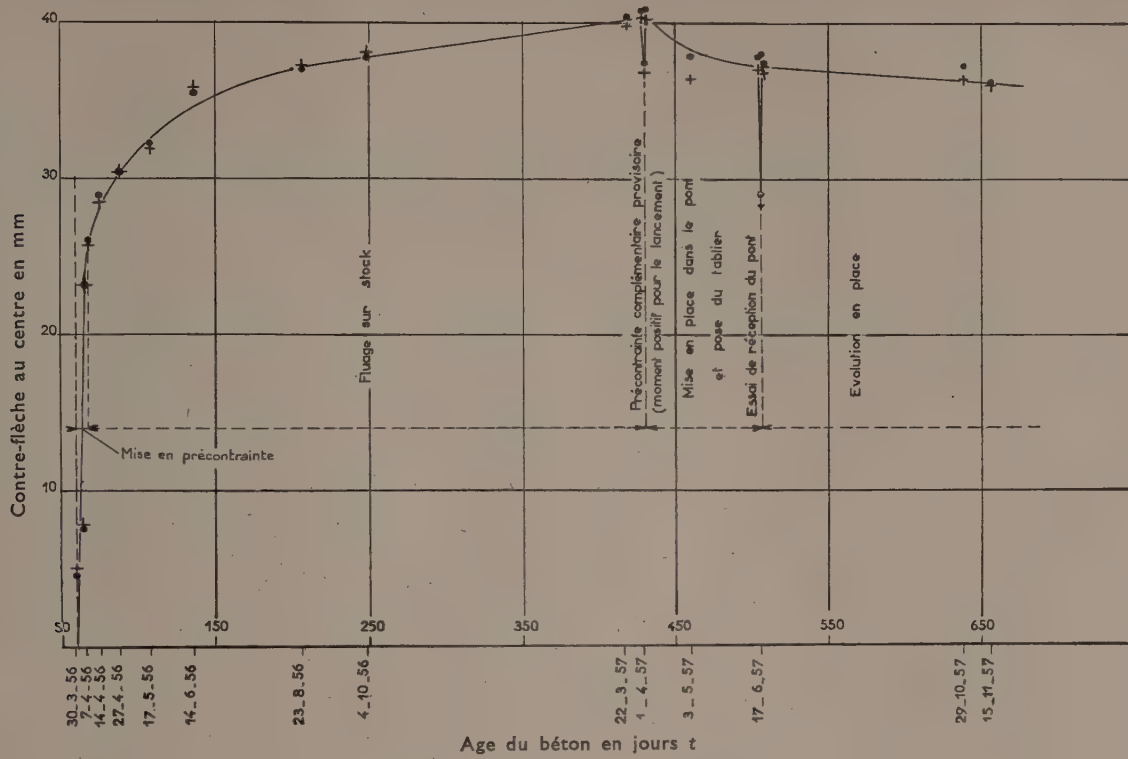


FIG. 7. — Essais sur poutre de pont.
Évolution de la contre-flèche dans la section centrale.

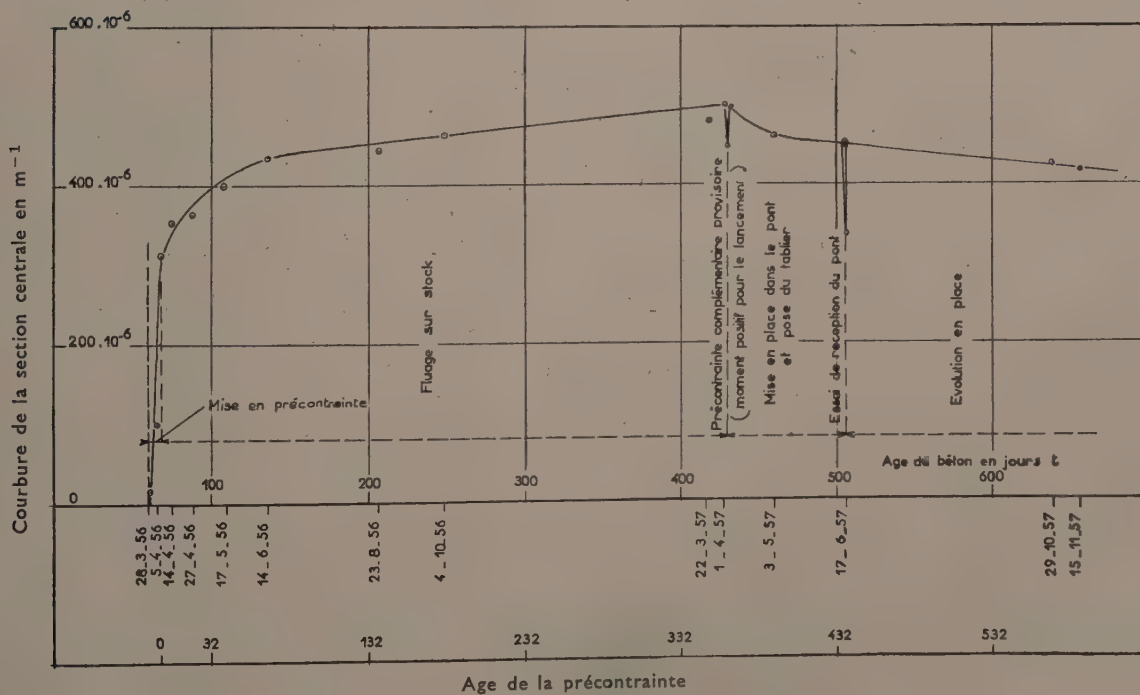


FIG. 8. — Essais sur poutre de pont.
Évolution de la courbure dans la section centrale.

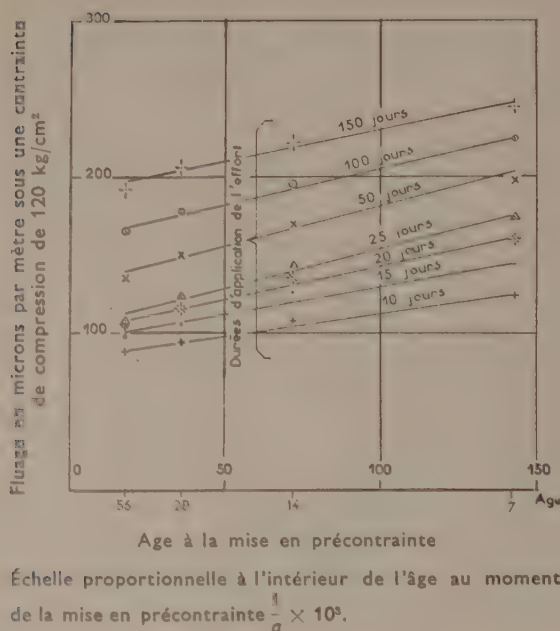


FIG. 9. — Essais de laboratoire. Influence de l'âge du béton au moment de la mise en précontrainte. (Prismes de 15 cm d'arête.) Tracé des isochrones (égale durée d'application de la précontrainte).

un chargement à l'âge (a) à cette déformation définitive de fluage pour $a = 7$ jours soit

$$\frac{\Delta_n(a)}{\Delta_n(a=7)}$$

Dans la dernière colonne, nous faisons intervenir pour un cas particulier l'influence du retrait.

a	$\frac{\Delta_n(a)}{\Delta_n(a=7)}$	MÊME RAPPORT en faisant intervenir le retrait
7	1	
14	0,93 à 0,94	
28	0,88 à 0,90	0,79 à 0,81
56	0,81 à 0,89	

Les variations obtenues sont sensiblement plus faibles que celles qu'indique M. L'Hermite. Mais il s'agit de béton de haute qualité et à haute résistance initiale; ce fait doit tendre à minimiser l'influence du durcissement.

4. INFLUENCE DU VOLUME SOLlicitÉ

Nous avons comparé des éprouvettes prismatiques d'arête 12 — 15 — 17 cm et nous avons un second élément de jugement : la poutre en place de 2 m de hauteur, 0,96 m² de section.

On constate que les pièces les plus grêles subissent un fluage plus rapide, les divergences s'accroissant aux premiers

âges; elles subsistent ensuite et ne semblent pas s'atténuer mais restent constante en valeur absolue.

Cette remarque s'applique dans ses grandes lignes à la poutre en place.

Nous donnons ci-dessous les déformations relatives de fluage en microns par mètre sous une contrainte de compression de 120 kg/cm² à divers âges; nous indiquons en même temps le rayon moyen des pièces, rapport de la section transversale au périmètre latéral.

DIMENSION de l'arête de l'éprouvette (Cm)	RAYON moyen (cm)	DÉFORMATION RELATIVE DE FLUAGE sous 120 kg/cm ² après application de la précontrainte pendant : (en microns par mètre)		
		7 jours	28 jours	400 jours
12	2,6	75	165	295
15	3,5	79	145	275
17	4,0	85	120	245
Poutre	13,0	45	92	225

5. INFLUENCE DES CHARGEMENTS PROGRESSIFS

Nous avons eu l'occasion de précontraindre des éprouvettes soit par étapes successives pour les amener progressivement à leur précontrainte définitive, soit directement en une seule fois.

C'est ainsi que nous avons chargé des éprouvettes à 120 kg/cm² à 3 — 7 — 14 — 28 — 56 jours; ou procédé en chargeant à 40 kg/cm² à 3 — 7 et 14 jours, les contraintes de compression étant amenées à 80 kg/cm² respectivement à 7 — 14 — 28 jours, à 120 kg/cm² respectivement à 14 — 28 — 56 jours.

On mesurait chaque fois les déformations instantanées qui, à la précision près de nos mesures, semblaient à chaque étape, linéaires en fonction de l'effort. Mais on constate systématiquement que le maintien pendant un certain temps d'une compression même modérée augmente la raideur du béton plus que ne le ferait le durcissement normal; les gains étaient de l'ordre de 10% dans notre gamme de mesures, plus importants pour des bétons jeunes, plus faibles pour des bétons âgés.

Nous n'avons pas encore exploité complètement nos résultats; nous y voyons une nouvelle analogie avec la consolidation des sols telle que l'expliquent les théories modernes.

6. CONCLUSION

D'une façon générale, il nous semble qu'on peut faire des rapprochements significatifs entre l'évolution du fluage du béton aux premiers âges et la consolidation des sols. L'action du temps au durcissement du béton complique évidemment la comparaison; mais étant donné l'importance des travaux effectués en Mécanique des Sols, la recherche des points communs devrait hâter l'élaboration d'une théorie générale satisfaisante.

7. DISCUSSION

M. L'HERMITE. — J'ai suivi les essais de M. DELARUE et je les connais très bien. Il y a certaines divergences avec ce que j'ai obtenu en laboratoire.

M. DELARUE part de cette formule que j'avais imaginée simplement pour essayer d'expliquer ce phénomène. C'est une formule tout à fait empirique et rien ne dit que ce soit tout à fait exact. Philosophiquement, cela ne se justifie pas.

Il n'est donc pas impossible qu'au début du chargement, chose que nous n'avons pas examinée avec grande précision, le phénomène soit différent. La formule est commode, un point c'est tout. Elle rend compte des faits d'une manière approximative, suffisante pour pouvoir en tenir compte dans les calculs et surtout pour pouvoir en déduire la valeur du retrait final. Il semble en effet

que cette formule puisse, à 10% près, permettre d'avoir pour une hygrométrie constante, et une température constante, la valeur possible du retrait final.

Par ailleurs, M. DELARUE parle d'une analogie avec la mécanique des sols tout au moins dans les premiers temps de la consolidation du béton. Le béton, placé sous charge, évacue de l'eau mais les expériences que nous avons faites nous ont montré que la quantité d'eau envoyée dans l'atmosphère n'est pas mesurable. Il est possible que l'eau passe à d'autres sortes de vides, mais il n'y a pas de variations de poids; (celles-ci sont inférieures au gramme).

Ceci me donne à réfléchir quant à la justification d'une analogie entre la consolidation d'un sol et la consolidation d'un béton au premier âge.

III. OBSERVATIONS SUR LES ESSAIS

par M. LAZARD

Ingénieur en Chef des Études à la S.N.C.F.
(Région Ouest)

1. DISPERSION DES MESURES

M. LAZARD. — J'ai assisté avec beaucoup d'intérêt à la conférence de M. L'Hermite, mais j'attendais un chapitre qui n'est pas venu. Des collaborateurs de M. L'Hermite nous ont, ici même, et à deux reprises, entretenu longuement des questions de dispersion dans les qualités des bétons. Aussi, dans un exposé complet sur un phénomène aussi difficile que le fluage, je pensais qu'un chapitre important serait consacré à la dispersion.

Tout à l'heure, M. Mamillan nous a montré des résultats portant sur un nombre limité d'éprouvettes (deux je pense). Dans ces problèmes, il me paraît essentiel d'indiquer le nombre d'éprouvettes sur lesquelles ont porté les essais.

Dans des essais exécutés par la S. N. C. F., dont j'ai demandé à M. Mercadié de rendre compte dans la Revue *Travaux* en août 1955, on a beaucoup insisté sur la dispersion des mesures. C'est volontairement que l'on a publié cet article, pour attirer l'attention sur les *dispersions considérables observées*, dispersions qui me paraissent inhérentes à la nature du béton. Cependant, nous avons pris des précautions extrêmement importantes pour les éviter :

A. Les bétons ont été réalisés au Laboratoire des Ponts et Chaussées avec beaucoup de soin.

B. J'avais choisi le Laboratoire des Ponts pour pouvoir entreposer ces éprouvettes dans les sous-sols, à 20 m de profondeur; je voulais obtenir une température et un degré hygrométrique aussi constants que possible. Malgré toutes les précautions prises, la température a légèrement varié et l'hygrométrie aussi. Les graphiques correspondants ont été donnés dans l'article de M. Mercadié car je pense que cela peut avoir une influence importante sur les résultats (1).

Comment peut-on réaliser des expériences avec une hygrométrie constante? On est obligé de mettre les éprouvettes dans des armoires ou dans des salles conditionnées. Dans une

salle où vous pouvez avoir 70 éprouvettes de fluage et 2 ou 300 éprouvettes de retrait, je pense que l'hygrométrie autour de chaque éprouvette peut ne pas être constante.

C. Dans les mesures de variation des dimensions de nos éprouvettes, nous avons rencontré les difficultés signalées tout à l'heure par l'*Entreprise Boussiron*. Tout d'abord, nous avons mesuré les contractions sur deux faces seulement de nos éprouvettes, mais il y avait de grandes différences dues au défaut de centrage. Nous avons été amenés à mettre un repère sur chacune des faces et à installer quatre appareils; nous avons pris chaque fois la moyenne de ces quatre appareils.

D. Nos éprouvettes étaient réparties dans les salles du sous-sol. Nous nous sommes aperçus que nous avions des différences assez sensibles suivant l'emplacement de l'éprouvette : le fait d'être plus près d'un mur que du centre modifiait le comportement des éprouvettes.

M. L'HERMITE. — Nous avons eu toutes ces aventures et nous avons été obligés de mettre une ventilation spéciale pour avoir un courant d'air régulier sur les éprouvettes.

M. LAZARD. — Dans une grande salle contenant de nombreuses éprouvettes, il faudrait des appareils suffisamment précis pour déterminer l'état du milieu dans lequel évolue chaque éprouvette. De grandes difficultés viennent de ce que l'on parle d'hygrométrie d'ensemble et non d'hygrométrie individuelle.

En prenant toutes les précautions qu'on peut imaginer, il faudrait adopter un nombre d'éprouvettes assez élevé sans être excessif, mettons *neuf* éprouvettes, pour pouvoir parler de retrait et de fluage dans des conditions déterminées, pour un béton déterminé. On aurait une moyenne et une idée de la dispersion. Je crois que *c'est indispensable*.

Je suis persuadé que les dispersions sont considérables; c'est une des raisons qui m'ont poussé à réaliser nos essais. J'avais été frappé par les résultats des essais étrangers, en particulier anglais : les courbes de variation présentent une telle perfection, avec des relations si remarquables que l'on en demeure étonné, car je pense que les phénomènes réels sont moins clairs et moins nets.

(1) Dans son exposé, M. Delarue a indiqué une hygrométrie variable de 70 % à 90 %. Cela peut expliquer beaucoup de différences.

2. AGE DU CHARGEMENT

Ma deuxième observation porte sur la question de l'âge du béton au moment de la mise en charge.

Tout à l'heure, M. Mamillan a fait allusion à des essais de retrait et de fluage sur des bétons chargés à 7 jours. C'est également ce que nous avons fait dans les essais publiés par M. Mercadié. Or, la plupart des essais relatés et examinés dans la communication de M. L'Hermite concernent des bétons chargés à un mois.

Il y a peu de recherche sur l'influence de l'âge. Or, je crois que c'est extrêmement important pour toutes les constructions, d'autant plus que l'on tend actuellement à réaliser des constructions minces, à les mettre en charge très rapidement et à des taux de contrainte de plus en plus élevés. C'est le cas en particulier de la précontrainte. Je pense que les trois paramètres (âge, élancement, contrainte) doivent être étudiés avec beaucoup d'attention.

3. RELATION DÉFORMATION/CONTRAINTE

Ma dernière remarque, d'importance tout à fait minime, porte sur la fameuse question d'une relation linéaire entre le

fluage et la contrainte. J'ai toujours cru que ce n'était pas exact et j'avais trouvé une raison théorique pour que cela ne le soit pas. Au cours de nos essais, nous avons eu une rupture d'un des prismes avec une contrainte qui était environ 90% de la contrainte de rupture.

Depuis, la question a été étudiée un peu partout. Le Professeur Rüsch a présenté au Congrès A.I.P.C. de Lisbonne (1956) un schéma particulièrement suggestif, et qu'on peut traduire à peu près de la façon suivante. On observe des phénomènes de fluage tant que la contrainte ne dépasse pas 60 à 65% de la charge de rupture, et des phénomènes de rupture — plus ou moins retardés — quand la contrainte dépasse 80% de la charge de rupture. Entre les deux, on ne sait plus très bien si l'on observe des phénomènes de fluage ou de rupture; en tous cas, les déformations atteignent des valeurs considérables : son schéma indique même l'infini.

Il en résulte que le fluage ne peut être proportionnel aux contraintes que dans un domaine très limité, ne dépassant pas sensiblement la moitié de la charge de rupture.

C'est d'ailleurs ce que vient de nous montrer M. Mamillan.

4. DISCUSSION

M. L'HERMITE. — Pour les faibles charges, le retrait dissimule le fluage. Quand j'avais fait ma dernière conférence, j'avais cru pouvoir formuler une loi, mais il y a là un point qui reste à éclaircir et pour lequel on n'a pas encore d'explications.

M. FREYSSINET. — Toutes les contraintes donnent lieu à des compressions différées, y compris les contraintes internes. Il y a des oppositions de déformations entre les faces, et puis des oppositions de déformations entre les parties extérieures et les parties intérieures, entre des parties creuses ou moins tassées que d'autres; il y a des quantités de raisons pour qu'il y ait de tels phénomènes.

M. L'HERMITE. — Je pense qu'à ce propos les essais sur éprouvettes de volumes différents nous permettront d'avoir quelques explications.

M. LAZARD. — M. L'Hermite a cité dans sa conférence un auteur qui donnait les résultats avec trois chiffres après la virgule. Je crois que dans les phénomènes que nous étudions, c'est une chose à ne pas retenir.

M. L'HERMITE. — J'ai cité les auteurs sans changer les résultats. Pour vos essais, vous avez utilisé un appareil à ressort qui a donné un certain nombre d'ennuis au point de vue du centrage. L'avantage de notre appareil est d'assurer une bonne répartition des contraintes.

M. LAZARD. — Je reproche à ces appareils l'intervention humaine nécessaire pour rétablir la pression (avec les inconvénients relatifs aux congés, voire aux grèves). L'appareil idéal doit assurer une pression constante et continue.

M. L'HERMITE. — L'appareillage de Rüsch consiste en une batterie de trente à quarante appareils, dans lesquels toute l'huile est maintenue en pression par un accumulateur. Cela nous a paru difficile et un peu compliqué. Nous avons donc un simple petit vérin avec une vis qui envoie cette huile dans le vérin plat. Cela nous oblige à un réajustement assez fréquent, deux fois par jour, au moins au début. Cet inconvénient est dû à ce que le module d'élasticité de notre appareil est trop grand. Nous étudions actuellement un dispositif qui rendra nos appareils moins déformables.

IV. OBSERVATIONS SUR OUVRAGES

1. EXPOSÉ DE M. CARPENTIER

Chef de Division Centrale des Ouvrages d'Art — S.N.C.F.

LES DÉFORMATIONS LENTES DU BÉTON
OBSERVÉES AU VIADUC DE LESSART

Je veux simplement apporter aujourd'hui quelques renseignements complétant ceux que j'ai déjà donnés à l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, au Congrès de Lisbonne ⁽¹⁾ (octobre 1957). Il s'agit d'observations sur un ouvrage de 87,70 m d'ouverture, en béton non armé, le viaduc de Lessart, sur la Rance.

Un certain nombre d'extensomètres Coyne ont été noyés dans le béton de l'ouvrage, aux naissances, aux reins et à la clé, et on mesure depuis huit ans les déformations enregistrées par ces appareils. Parallèlement, on mesure les déformations de deux blocs témoins, coulés en même temps que le viaduc. La figure 1 donne les dimensions de ces blocs ⁽²⁾.

Le premier résultat obtenu est relatif à l'augmentation de température causée par la prise du béton : on a constaté une élévation de 16 à 18° par rapport à la température ambiante. Par suite, les mesures indiquent un raccourcissement important dans les premiers jours, mais ce raccourcissement correspond uniquement, ou du moins en grande partie, au retour à l'équilibre thermique. Ce n'est qu'au bout d'une huitaine de jours que ce phénomène, très brutal, est suivi d'un véritable retrait. Il ne faut donc prendre ici comme origine des

mesures de retrait que le moment où le bloc est revenu à la température ambiante. La valeur maximum du retrait atteint, dans ces conditions, 0,160 mm/m.

Les mesures, qui ont lieu tous les six mois environ, présentent des variations brusques, pouvant faire croire à des dérèglements d'appareils. Il n'en est rien, car ces derniers enregistrent des déformations parallèles dans les blocs, et dans l'arc. Par contre, les mesures paraissent extrêmement influencées par la température et surtout l'état hygrométrique de l'air. Les pointes observées sur les graphiques 2 et 3 (déformations/temps pour les blocs témoins et l'arc) sont les mêmes pour les témoins et l'ouvrage, et présentent des valeurs presque aussi importantes que la valeur totale du retrait observée depuis l'origine. Au début de notre expérimentation, nous avons enregistré les degrés hygrométriques et nous avons constaté la concomitance de leurs variations avec celle des courbes de retrait. Le retrait en œuvre est donc très étroitement lié aux conditions atmosphériques ambiantes.

Quant au fluage il est assez difficile à mesurer (fig. 4) et comme les compressions sont faibles, 50 à 60 kg/cm², il semble qu'il soit peu important : en effet, il apparaît que les grandeurs mesurées ont une valeur à peu près égale à l'erreur possible des appareils de mesure. Ainsi, pour un ouvrage situé dans une région particulièrement humide, le fluage pour des charges faibles, n'apparaît pas nettement.

(1) Déformations lentes du béton observées au viaduc de Lessart par L. Carpentier. V^e Congrès des Ponts et Charpentes. Portugal 1957.

(2) (fig. 4 de la publication originale).

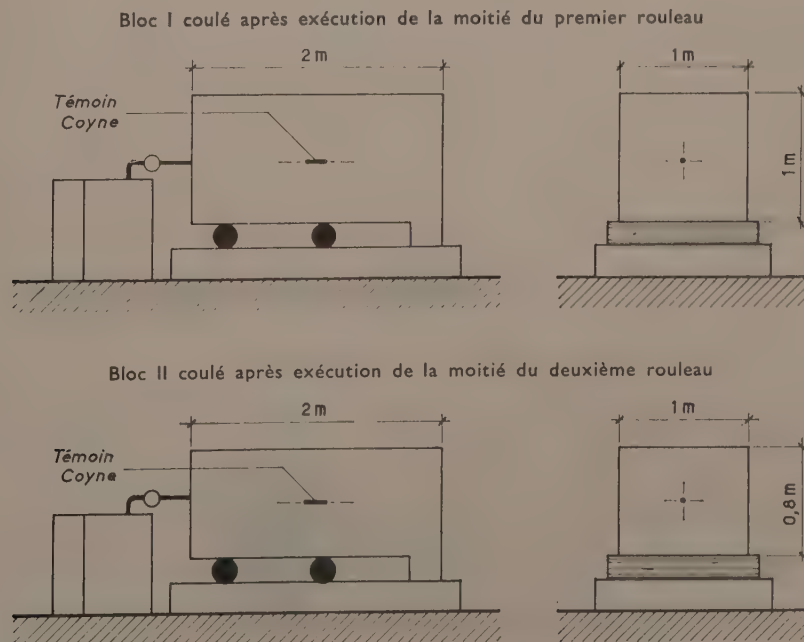


FIG. 1. — Blocs témoins

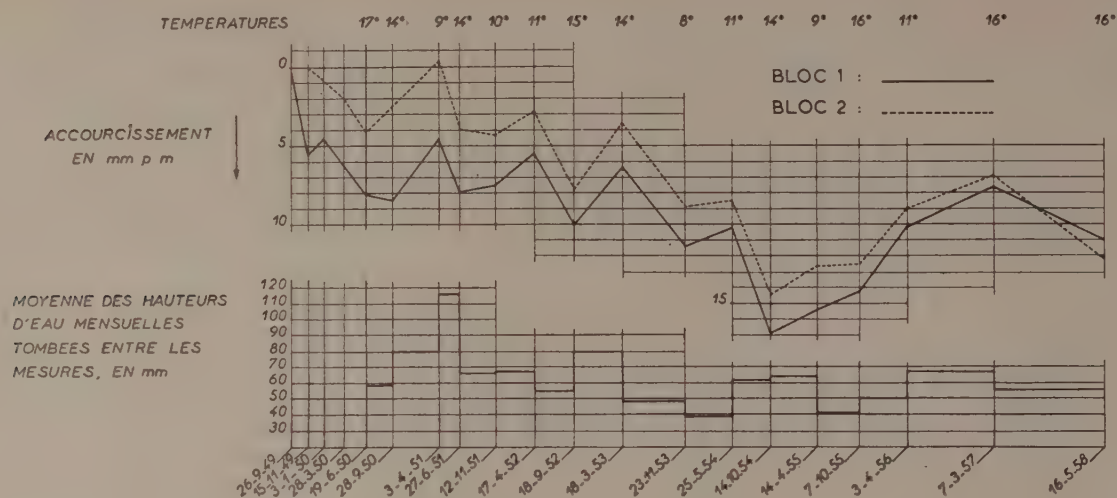


FIG. 2. — Déformations des blocs témoins

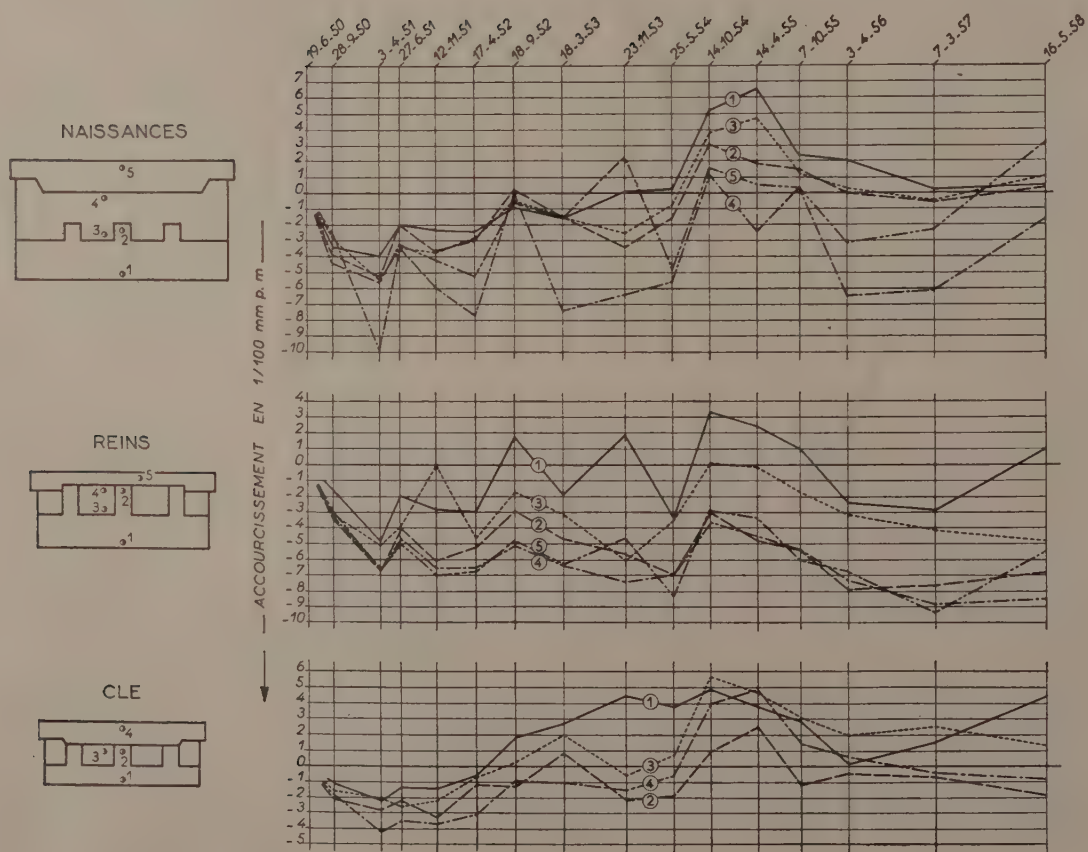


FIG. 3. — Variations des déformations dans l'arc

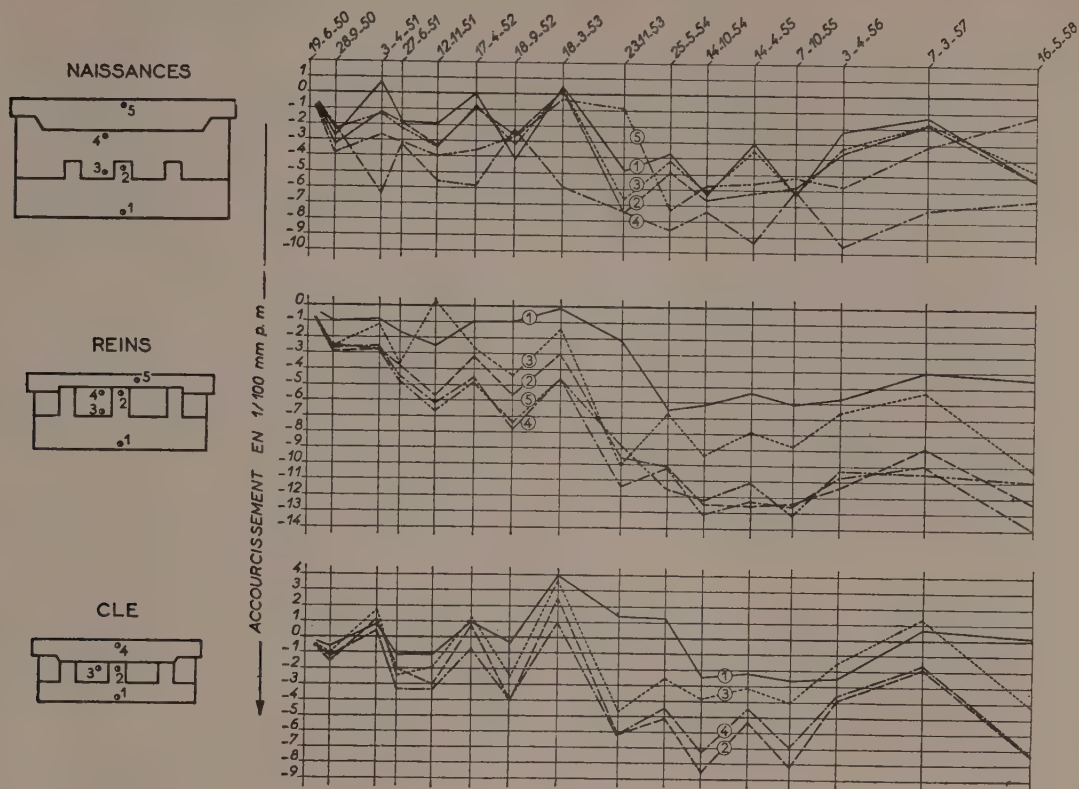


FIG. 4. — Fluage

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Quelle est la variation du module élastique ?

M. CARPENTIER. — Le module instantané est toujours très élevé, mais au point de vue variation de la déformation permanente de l'ouvrage, nous ne trouvons rien de perceptible.

M. LE PRÉSIDENT. — Le viaduc de Lessart a 30 m de flèche pour 88 m de portée, il a presque une voûte en plein cintre ; il est probable que le fluage s'obtient moins vite dans les ouvrages qu'au laboratoire, à cause des variations hygrométriques.

2. EXPOSÉ DE M. VALLETTE

Ingénieur principal honoraire de la S.N.C.F.

M. VALLETTE. — Je veux simplement rappeler quelques renseignements et donner quelques observations sur ouvrages. Au cours de ma carrière, j'ai observé les ponts de la S. N. C. F., et je dois dire qu'au point de vue poutres, le fluage n'a jamais donné lieu à des phénomènes très apparents. D'ailleurs, les déformations de fluage s'apparenteraient à des déformations plastiques et on peut s'en accommoder sans inconvénient.

Seulement, voyons les observations sur voûtes. Là je rappelle d'abord celles de M. FREYSSINET, qui ont été précisément la révélation du fluage; j'ai regardé que pour le viaduc de Lessart, cela correspondait à une déformation de 0,5 ‰, soit un fluage de 0,5 millième pour un abaissement de 13 cm.

M. FREYSSINET. — L'abaissement de 13 cm était dû non seulement au raccourcissement mais à la déformation de la voûte qui s'est cintrée.

M. VALLETTE. — L'affaissement était quand même dû au fluage en général. Cela s'est passé en quelques mois. On

observe sur l'ouvrage de Frauenfeld, en Suisse (45 m de portée) en treize ans, un abaissement de 29 cm (soit un fluage de deux millièmes). C'est un fluage assez considérable pour une contrainte qui était passée à 120 kg/cm². Les Suisses ont relevé l'ouvrage de 45 cm pour le remettre en place et avoir une marge pour le fluage futur.

Quand M. Esquillan a construit le pont de La Roche-Guyon, des repères ont été mis pour, précisément, éclairer ce phénomène de fluage. Malheureusement, l'ouvrage a été détruit. Mais en 1939, j'avais trouvé un abaissement de 12 cm de la clé, qui correspondait à un fluage de 0,5 millième; en 1940, près de 15 cm, soit 0,6 millième. La contrainte variait de 50 à 80 kg/cm². Ces phénomènes réels montrent que le fluage s'établit bien dans ces ouvrages.

Antérieurement, au pont de Fin d'Oise, j'avais observé des retraits assez considérables d'après l'inclinaison des piliers, mais pas d'abaissement sensible.

3. EXPOSÉ DE M. KAHN

Président Directeur général des Établissements LANG

J'ai eu l'occasion de signaler un phénomène de fluage à une réunion des Ponts et Charpentes. Il s'agissait de tours réfrigérantes hyperboliques, à axe vertical, dont on se sert dans les centrales électriques pour refroidir l'eau des condenseurs. J'en ai construit deux dans un pays tropical, et ces tours avaient un diamètre à la base d'à peu près 50 m et une hauteur également d'à peu près 50 m. Par conséquent, c'étaient de grandes coques minces sans aucun point d'appui intérieur, sans aucune nervure; la coque avait une épaisseur de 10 cm à la partie basse, et elle diminuait en montant, et atteignait tout en haut 7 cm.

Ces ouvrages-là ont été construits il y a maintenant vingt-cinq ou trente ans. Ils servent à refroidir de l'eau tiède; par conséquent, on fait couler l'eau tiède à partir d'une certaine hauteur de la tour dans un courant d'air à contre courant qui la rafraîchit; on réduit l'eau qui tombe en un aussi grand nombre que possible de petites gouttelettes très fines. On construit à l'intérieur de ces tours, un échafaudage en bois, composé de poteaux, de poutres et de plusieurs milliers de lames de persiennes placés les uns sous les autres, en oblique, et sur lesquelles les gouttelettes d'eau rebondissent au fur et à mesure qu'elles tombent.

Cet échafaudage en lames de persiennes est réalisé dans un atelier de menuiserie, avec une certaine précision, précision plus grande que l'ouvrage proprement dit. C'est ce qui a amené à faire la constatation suivante :

Les deux tours avaient été construites à trois ou quatre ans d'intervalle et au bout de six ou sept ans, je ne peux pas préciser exactement, il a fallu changer les lames de persiennes intérieures qui avaient moisie et étaient abîmées; l'opération s'est faite sur la première tour; l'échafaudage en bois a été construit par le même atelier avec la même précision que la première fois, et on s'est aperçu avec curiosité que la tour, au niveau où l'on plaçait cet appareil, n'était plus exactement circulaire. On a pensé que peut-être le chef de chantier avait mal implanté son ouvrage et qu'il n'avait pas fait un cercle parfait. C'était pourtant douteux parce que l'ouvrage

qui avait 50 m de haut, avait été construit par tranches successives avec des coffrages grimpants et à chaque niveau, on vérifiait assez exactement, en rayonnant un fil de fer qui n'était pas extensible, le diamètre exact de la tour. Au surplus, si elle avait été déformée, la déformation eût été très faible.

On en est resté là et on a changé l'échafaudage. Quelques années après, on a été amené à faire la même opération pour la seconde tour, et on a eu la surprise de constater le même phénomène de déformation légère, mais mesurable. A ce moment-là, avec stupéfaction, on a remarqué que le cercle de section droite était devenu légèrement ovale, un diamètre avait un peu augmenté et un autre raccourci, les deux grands diamètres des deux tours étaient exactement parallèles et exactement dirigés dans le sens est-ouest.

Ces deux tours étaient au Caire, à l'usine du Gaz Lebon. L'explication est la suivante : les tours étaient exposées sur leur face sud à des alternatives de température considérables (entre la nuit et le jour, il y a des différences de 50 ou 60°). Il y avait par conséquent un phénomène qui avait déformé les deux tours dans des conditions identiques, et quoique ce soit un phénomène de dilatation thermique et de retrait, le phénomène n'était pas réversible, et au bout d'un certain nombre d'années, les deux tours s'étaient déformées d'une façon exactement semblable.

On n'a pas fait la mesure exacte du fluage; cela n'a pas d'ailleurs une importance considérable. Nous étions en présence d'un phénomène de dilatation toujours sur la même face de ces tours, suivi d'un phénomène de rétraction thermique, l'ensemble avait produit peu à peu un fluage puisque nous avions des déformations permanentes non réversibles.

Les déformations pour un cycle de 24 heures sont très minimes, mais elles ne sont pas exactement égales dans toutes les directions, elles diminuent dans le temps et finissent probablement par se stabiliser.

De ces constatations, je voudrais tirer la conclusion suivante : tous les essais sur le fluage sont réalisés dans les laboratoires sur des pièces de faibles dimensions, avec des moyens précis, mais je me demande si on n'arriverait pas à trouver des renseignements au moins aussi intéressants et peut-être plus complets en faisant ces études sur de grands ouvrages. Je ne parle pas de barrages, de ponts ou de grosses poutres ;

mais on peut trouver des ouvrages dans le genre de ces deux tours, coques très minces et de grandes dimensions. Ces ouvrages-là ne manquent pas ; celui de la Défense, les voûtes des hangars d'aviation, sur lesquelles, si on faisait des observations méthodiques et répétées, on arriverait peut-être à résoudre certains des problèmes que pose le fluage.

DISCUSSION

M. FREYSSINET. — Les possibilités des déformations à la compression ne sont pas les mêmes qu'à la traction, c'est ce que l'on a constaté au pont de Plougastel.

M. L'HERMITE. — La répétition d'une charge arrive à donner en quelques jours une déformation nettement accélérée.

L'observation des ouvrages existants peut fournir des renseignements fort intéressants, mais elle nécessite, pour être exploitée avec profit, de connaître bien des données : charges, températures, hygrométries, vents, etc... et cela devient très difficile. Quand on fait des observations de ce genre, il est donc indispensable de les accompagner d'observations de laboratoire où on opère, toutes choses égales par ailleurs : bétons témoins, charges déterminées, températures et hygrométrie déterminées, etc... on peut comparer avec ce que l'on observera sur le même béton dans la nature. Sinon, je ne pense pas que l'on puisse faire une interprétation facile de mesures simplement faites sur un ouvrage, sans autres moyens de comparaison.

M. FREYSSINET. — Il suffit qu'un nuage passe et immédiatement vous avez un changement considérable.

M. L'HERMITE. — Quand vous avez un côté exposé au soleil et un autre qui ne l'est pas, le béton prend un état d'équilibre différent. Tous les réservoirs que je connais sont ovalisés, précisément parce que les conditions ne sont pas les mêmes sur toutes les faces.

M. LEBELLE. — Je suis tout à fait de l'avis de M. L'Hermite sur l'expérimentation directe sur les ouvrages ; elle ne peut pas donner de résultats sérieux sans être accompagnée d'expérimentations en laboratoire. J'ai essayé de dépouiller les mesures faites sur la piste de Maison Blanche à Alger, mais je n'ai jamais pu parvenir aux conclusions : il y a beaucoup trop de paramètres.

M. FREYSSINET. — Dans le fluage, il y a une part due aux modifications des équilibres chimiques, elle peut amener des mouvements d'eau en sens inverse de ceux provoquant les phénomènes de retrait, de sorte qu'on peut arriver à avoir des différences dont l'importance est difficile à chiffrer.

V. LA DÉFORMATION DES PIÈCES FRETTÉES

par M. R. VALLETTE

J'ai relaté dans un article du *Génie Civil* du 15 janvier 1953, des essais faits en 1928 par l'entreprise Boussiron pour le pont de Fin d'Oise. Les arcs du pont devaient être frettés, et on avait cherché à évaluer leur comportement d'après des essais de rupture sur cubes de 20 cm d'arête, frettés de spires de 6 mm au pas de 3 cm (béton à 350 kg/de ciment normal, essayé à trois jours).

Les courbes enregistrées font apparaître un palier très net du béton, de 1 % environ, pour une contrainte voisine de 0,6 de la rupture R du béton non fretté, ce qui semble accuser une limite élastique du béton avec disparition du coefficient de Poisson (non intervention des frettes). La déformation linéaire reprend ensuite, sur le béton plastifié maintenu par les frettes, jusqu'à leur limite élastique, pour un taux supérieur à R. Il y a ensuite rupture des frettes plastifiées et grand affaissement du béton, qui atteint 15 % à la rupture des frettes, pour un taux voisin de 1,5 R.

Conclusion pratique importante. — Le taux de rupture du béton fretté n'est pas utilisable comme critère de ruine, la déformation de 1 % qui apparaît pour un taux de moins de moitié de la rupture du béton non fretté étant déterminante, l'effet du frettage n'est utilisable que pour des efforts très localisés.

Pour des pièces longues, cela a énormément d'importance.

M. FREYSSINET. — Cela peut être intéressant pour des arcs.

M. VALLETTE. — Je voudrais rappeler, dans le même ordre d'idées, les essais qu'avait analysés M. Chambaud ⁽¹⁾ : compression avec étreinte. Ici aussi, les déformations rendent inexploitable (en dehors d'efforts très localisés) les hautes contraintes obtenues avec étreinte. Le plus petit résultat donné (pour une étreinte de 0,25 de la rupture R sans étreinte), qui permettrait de résister à 3R, accuse une déformation de 1,5 % inacceptable pour les pièces usuelles. A haute charge, on atteint facilement 5 % de déformation, de telle sorte que ce phénomène est inutilisable en dehors des actions très localisées.

J'ai réalisé également quelques essais sur de petits cylindres en béton, obtenus par frettages successifs. J'ai obtenu sans destruction de l'éprouvette, des déformations de 22 % par rupture de frettes, les autres frettages maintenant la cohésion de la matière. Avec du plâtre, on peut aller jusqu'à 40 % de déformation, la pièce n'étant nullement désorganisée. Ainsi en conclusion, les pièces frettées conduisent à de grandes déformations.

Je vous signale ces essais, que je n'ai pas poussés, pour qu'on s'y intéresse, et les poursuive.

⁽¹⁾ Résistance des bétons aux contraintes triaxiales. — *Annales I. T. B. T. P.*, n° 173, fév. 1951.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie M. Vallette. Le béton fretté permet des déformations locales. Pour l'utilisation de pieux, le béton fretté est infiniment supérieur au béton armé. On n'a jamais

d'ennui avec le béton fretté et cela permet de battre directement sans casse ; on a des pieux dont on connaît d'avance à peu près la résistance.

VI. DISCUSSION GÉNÉRALE

1. DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES

M. L'HERMITE. — Dans les essais que M. Mamillan a relatés, je voudrais insister sur le fait qu'ils ont été effectués sur des éprouvettes de petites dimensions. Obtiendrait-on les mêmes résultats avec des éprouvettes de grandes dimensions? Sa conclusion, vraie pour des petites éprouvettes, n'est peut-être pas valable pour des éprouvettes beaucoup plus grosses.

J'ajoute que nous avons mis au point, au laboratoire, de nouveaux dispositifs qui permettront de faire des essais sur des éprouvettes de dimensions différentes.

Pour épuiser le problème, il faudrait des années et je pense qu'il faudrait quelques milliers d'éprouvettes; malheureusement on ne peut en mettre que quelques dizaines en train et cela rend difficile d'étudier tous les paramètres en même temps. Il faut les étudier les uns après les autres.

M. FREYSSINET. — Dans mes observations sur ouvrages, les phénomènes de déformation n'ont été sensibles qu'au bout de six mois; c'est seulement au printemps qui a suivi la mise en service du pont que j'ai commencé à me rendre compte des premières déformations, et je dois dire qu'après, cela a marché très vite. Au moment où j'ai fait disparaître les articulations, j'avais le sentiment que le pont n'aurait pas duré un an. Mais pendant les six premiers mois, il y a eu probablement des déformations qui ne m'avaient pas frappé.

M. LE PRÉSIDENT. — Il faut dire qu'étant donné les demandes de l'industrie, les ciments actuels ont, à cet âge, donné la plus grosse partie de la prise. On travaille maintenant à quatre vingt dix jours. Lorsque vous faites de grandes éprouvettes, il se produit un échauffement intérieur, qui augmente la rapidité de prise, et cette dernière se fait beaucoup plus rapidement dans des grandes masses que dans des éprouvettes fines. Il y a là des phénomènes très complexes.

M. HUPNER. — Ayant eu connaissance antérieurement des travaux et des idées de M. L'HERMITE concernant le retrait, d'après lesquels ce dernier se développe suivant une équation analogue à celle de la chaleur et supposant que les mêmes lois s'appliquaient peut-être au fluage, j'avais proposé en décembre 1949 au Conseil du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées d'entreprendre des essais systématiques sur des éprouvettes de dimensions différentes pour savoir si le temps au bout duquel se développe tel taux de fluage ne serait pas, comme pour le retrait, fonction des dimensions de la pièce étudiée (soit, suivant les idées de M. L'Hermite, temps proportionnel au carré de ces dimensions). Cette question est revenue en discussion à plusieurs reprises, mais par suite de diverses circonstances, les essais systématiques que j'aurais souhaités n'ont pu être entrepris. Par contre, M. Peltier a entrepris des expériences très intéressantes dont il a rendu compte sous le titre *Fluage rapide du béton*.

La question de l'influence des dimensions a une très grosse importance, car si un prisme de 10 cm de côté atteint par exemple en trois ans la valeur limite du fluage (en admettant que cette limite soit finie) et si, d'autre part, l'assimilation à la théorie de la chaleur est entièrement valable, une pièce en béton de 1 m de côté atteindrait sa limite de fluage en cent fois plus de temps, soit en trois-cents ans, sans doute beaucoup plus que la durée de vie de l'ouvrage. Pour un barrage de 10 m d'épaisseur, la question ne se poserait même plus.

2. PERTE D'EAU DES ÉPROUVETTES CHARGÉES (ÉTAT DE SURFACE)

M. LE PRÉSIDENT. — A-t-on fait des essais avec des éprouvettes paraffinées?

M. MAMILLAN. — Oui, depuis un an et nos expériences continuent.

M. L'HERMITE. — Le fluage est beaucoup moins élevé dans l'éprouvette paraffinée, mais nous n'en trouvons pas l'explication. Les éprouvettes paraffinées ne perdent ni moins, ni plus d'eau que les témoins, quand elles sont chargées et soumises à un degré hygrométrique 50 %. Il n'en est pas de même pour les éprouvettes non chargées. D'où une différence de nature entre le retrait et le fluage. Si le fluage est dû à un mouvement de l'eau, il ne se fait pas de l'intérieur vers l'extérieur, mais seulement d'une région à une autre à l'intérieur de l'éprouvette : car l'éprouvette est paraffinée sur toutes ses faces. On ne constate pas non plus absorption d'eau en atmosphère humide.

M. LE PRÉSIDENT. — Voilà un fait intéressant : deux éprouvettes qui paraissent identiques n'ont plus le même comportement par le simple fait que l'on a mis une pellicule à la surface de l'une d'elles.

M. PATIN. — Je crois qu'il faut réfléchir aux ordres de grandeur. Supposons simplement que l'eau soit évacuée parce que le volume des vides est réduit sous compression. Comptons un raccourcissement total du béton de 1 millièmètre et un volume d'eau de 1 % de celui du béton. L'eau évacuée serait égale à 1/100 000; en poids cela ne représente rien, et n'est pas sensible dans les mesures faites.

M. L'HERMITE. — On aurait pu penser que puisque un retrait déterminé de 0,5 mm/m s'accompagne d'un départ d'eau de x %, un fluage de 0,5 mm/m ajouterait un départ d'eau équivalent. Il n'y a pas analogie.

M. FREYSSINET. — Je crois qu'il faudrait pouvoir faire des mesures au millièmètre près.

M. BRICE. — C'est simplement ce que je voulais dire : il faudrait pouvoir peser au centigramme près. Cela paraît très difficile, mais pas impossible.

M. FREYSSINET. — D'après la théorie que j'ai donnée à l'époque, on arrivait à ceci : quand on charge un béton, on provoque un déplacement d'eau et ce déplacement d'eau modifie l'état du béton. Supposons qu'il y ait un retrait de l'ordre de 1/10 000; c'est donc une petite fraction de ce 10 000 qu'il s'agit d'évaluer. On en arrive à apprécier des quantités de l'ordre du 1/100 000, entre le 1/100 000 et le millièmètre. Et c'est hors de toute possibilité.

Il peut y avoir aussi déplacement d'eau d'un canal d'une certaine dimension dans un canal d'une autre dimension. Par exemple, il y a un cas très net. Si vous chargez en torsion, il n'y a pas de déformation différée; au bout d'une heure, la déformation par torsion est à peu près huit fois plus forte que la déformation ordinaire. Cela est dû à ce que dans la torsion, il y a passage de l'eau d'un canal dans un canal infiniment voisin, et c'est presque instantané.

M. L'HERMITE. — Je regrette de ne pas être d'accord, car nous avons fait des expériences en torsion où nous avons trouvé que les courbes de fluage sont exactement de la même famille.

M. LE PRÉSIDENT. — Si vous parlez de la question de la pression de vapeur, ces pressions de vapeur sont nécessairement très faibles ; elles ne correspondent pas à l'état de saturation. Donc ces effets de vapeur sont extrêmement faibles. Il pourrait ne pas en être autant de l'effet du liquide : le liquide venant se buter contre une fermeture faite par la paraffine ; mais je ne crois pas que la paraffine joue un rôle comme celui-là.

M. BARETS. — A quelle époque la paraffine est-elle mise en place ?

M. MAMILLAN. — Au démoulage.

M. BARETS. — Il est possible que, tout de même, l'éprouvette pendant les premiers jours ait été influencée par la paraffine.

M. L'HERMITE. — La paraffine a pour effet d'isoler l'atmosphère intérieure de l'atmosphère extérieure. Il y a cependant hydratation. Une certaine quantité d'eau est absorbée et fait diminuer la tension de vapeur, donc l'hygrométrie relative à l'intérieur, et c'est pour cela qu'on obtient du retrait dans les éprouvettes paraffinées. On ajoute à ceci une charge et sans évaporation d'eau complémentaire, il y a fluage.

M. BARETS. — L'éprouvette n'est pas la même au moment où vous mettez votre charge.

M. FREYSSINET. — Dans ces conditions, il y a du ciment et de l'eau ; mais le volume ciment plus eau diminue pendant le phénomène d'hydratation. Par conséquent, un ciment même immergé dans l'eau fait toujours du retrait. C'est un phénomène courant ; il y a une diminution considérable de la somme volume du clinker et volume de l'eau, du fait de la prise. Par conséquent, votre ciment est en train de prendre dans sa gangue de paraffine, et il fait du retrait à cause de la prise. Le retrait est une conséquence de la prise ; il n'est pas une conséquence de l'évacuation de l'eau. La prise par elle-même crée du retrait et diminue le volume.

M. L'HERMITE. — N'empêche que quand on conserve les bétons dans l'eau, ils gonflent.

M. FREYSSINET. — Au bout d'un certain temps, ils regonflent et un béton dans l'eau prend d'abord du retrait, ensuite absorbe de l'eau et regonfle.

M. L'HERMITE. — Il y a l'expérience bien connue qu'on appelle le thermomètre de Le Chatellier, qui consiste à mettre une pâte pure de ciment dans un ballon avec un grand tube rempli d'eau ; le volume total diminue mais le ballon éclate ; il y a diminution du volume absolu mais gonflement de la phase solide dès le début du durcissement.

UN AUDITEUR. — A propos des éprouvettes paraffinées, je voudrais dire ce que nous avons observé dans certains essais.

Nous avons des éprouvettes de fluage et des témoins, assez longues (30 cm). On avait mis les plots au fond du moule et sur la surface libre. On a trouvé des retraits totalement différents pour une face et pour l'autre, de l'ordre du simple au double, cela correspond un peu à l'idée de la paraffine.

Pour le fluage, c'était pareil. Au moment de la mise en charge, on avait des déformations immédiates, et puis le fluage a varié du simple au double d'une face à l'autre. On peut se demander si les essais de fluage ne peuvent pas différer uniquement par la nature du coffrage. Même la qualité du lissage peut avoir une influence.

M. FREYSSINET. — Bien sûr. Dans tous ces essais de béton, il y a trois ou quatre éléments que vous connaissez et d'autres que vous ignorez totalement.

M. MAMILLAN. — L'éprouvette dont vous parlez est certainement hétérogène. Chaque fois qu'on coule du béton, il est bien connu que la laitance monte à la surface ; il n'est pas étonnant que le retrait soit plus important sur la face de dessus. Pour éviter cela, nous mettons les plots sur les faces latérales.

M. MARY. — Je voudrais revenir sur l'analogie que M. L'Hermite avait pensé trouver entre ces deux phénomènes : retrait et fluage, au sujet du départ d'eau des éprouvettes.

M. L'HERMITE. — Une éprouvette identique dans la même atmosphère, chargée, se déforme trois ou quatre fois plus que l'éprouvette non chargée, mais la variation de poids n'est pas supérieure à celle de l'éprouvette non chargée.

M. MARY. — Par conséquent, on ne peut pas incriminer la sensibilité des appareils.

M. L'HERMITE. — Nous ne pouvons pas mesurer les poids avec des dispositifs de ce genre, avec une très grande précision.

M. MARY. — La balance est suffisamment sensible pendant les premières déformations qui sont dues au retrait et elle ne l'est plus après. Par conséquent, il y a une grande différence dans les phénomènes.

M. FREYSSINET. — Quel est l'ordre de grandeur des pertes de poids par retrait ?

M. MAMILLAN. — Pour une éprouvette de béton $7 \times 7 \times 28$ cm, la perte de poids totale est environ 150 g, entre les conservations 50 % de degré hygrométrique et la saturation.

M. L'HERMITE. — La perte de poids est à peu près inversement proportionnelle au degré hygrométrique.

M. FREYSSINET. — Je ne suis pas d'accord. Lorsqu'un béton est saturé il y a une énorme quantité de vides qui sont remplis et cette eau n'a aucune espèce d'influence au point de vue mécanique.

M. L'HERMITE. — Les expériences que nous avons faites ne tendent pas à le prouver.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois que les expériences de M. Mamillan permettront de voir justement quelles sont les pertes de poids lorsque le retrait commence à diminuer.

M. FREYSSINET. — Il ne faut pas faire cela à partir d'un béton qui vient d'être fabriqué. Il est plein d'eau.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est pourquoi je dis que les chiffres de début ne donneront rien.

M. FREYSSINET. — Ce qui m'intéresse c'est de savoir si on peut trouver une différence entre un béton qui a un retrait de 3/1 000 et un autre qui a un retrait de 5/1 000.

M. L'HERMITE. — Bien sûr, on trouve des différences. Ceci a été publié il y a deux ou trois ans, nous avons fait déjà des mesures de ce genre, et nous avons montré que c'est de l'ordre de quelques dizaines de grammes pour ces éprouvettes. Mais le fait troublant, c'est que si on ajoute une charge, on multiplie la déformation par trois ou quatre, alors que la perte d'eau ou la quantité d'eau évaporée n'est pas supérieure. Donc il n'y a pas relation de cause à effet entre les deux phénomènes. Il y a peut-être des corrélations, mais à mon avis les phénomènes ne sont pas identiques.

M. FREYSSINET. — Il y a là deux phénomènes absolument différents mais il est possible qu'il y ait compensation. Le phénomène de la déformation différée est pour une part un phénomène de retrait dû à ce que la compression déplace les liquides. Il y a également un phénomène d'ordre chimique, qui consiste en une fixation. Ce phénomène peut parfaitement contrarier l'autre et ce que l'on observe, ce sont des différences extrêmement petites.

M. L'HERMITE. — L'absorption d'eau par voie chimique que vous indiquez là, par hydratation, nous la mesurons également lorsque nous conservons les éprouvettes en atmosphère saturée, leur poids augmente.

M. FREYSSINET. — Entre le phénomène qui augmente le poids et l'autre qui le diminue, il est possible que vous n'arriviez pas à observer la différence.

Par ailleurs, le fluage modifie la forme des interstices ; j'ai essayé de faire des calculs là-dessus, mais c'est extrêmement difficile. On se heurte toujours à des quantités de phénomènes : par exemple, au bord de la mer, la salinité de l'air a un rôle qui n'est pas stable. Tout compte dans le fluage, la nature des agrégats, leur structure, leur comportement.

COMMUNICATION APRÈS LE COLLOQUE

M. BARETS. — 1° En effectuant des essais de déformation de consoles de 12 m en béton, j'ai constaté que le fluage était influencé par la pose du revêtement asphaltique sur les dites colonnes (bien que l'effet de corps noir au soleil n'ait pas joué pour d'autres raisons).

2° En effectuant divers essais j'ai constaté que l'état de surface de l'éprouvette influence le fluage. Il semble que si l'on boucharde les quatre faces de l'éprouvette, on augmente le fluage.

J'ai relié ces constatations à celles de l'éprouvette paraffinée pour esquisser une présentation schématisée d'une explication possible. Cette présentation est extrêmement simplifiée car je ne veux qu'indiquer le schéma auquel je pense. J'ai donc négligé toutes les considérations chimiques, ainsi que les conséquences sur les contraintes internes et, par conséquent, sur la déformation du squelette solide, des déplacements d'eau. Voici ce schéma :

1° Admettons que le retrait ne soit dû qu'à l'évaporation de l'eau zéolithique par la surface du ménisque. Il en résulte que cette évaporation provoque un déplacement du ménisque, donc un « vidage » des canaux, donc perte sensible de poids.

2° Admettons que le fluage ne provienne que de la contrainte exercée sur l'eau par le squelette solide. Il conduira à un déplacement du ménisque pour obtenir une diminution de cette contrainte de l'eau. Cependant, si la perte de volume est de l'ordre de 3/10 000, il suffira, pour une éprouvette de 3 kg et de densité 2,5, d'évacuer 0,36 g d'eau pour permettre la contraction du squelette solide.

3° Si le mouvement de l'eau est gêné par un obstacle, ou si la phase gazeuse qui précède le ménisque est mise en compression par butée sur un obstacle, l'évacuation sera gênée et le fluage modifié. Ce fait a été constaté par vous avec de la paraffine et par moi-même avec de l'asphalte.

4° Si les canaux ont un diamètre plus petit (vers l'extérieur) dans certaines éprouvettes que dans d'autres, le déplacement du ménisque sera plus ou moins facile. Une variation de l'état de surface entraînera donc une variation du fluage (éprouvette surfacée ou éprouvette bouchardée).

Le fluage plus fort des atmosphères sèches s'explique fort bien dans ce cas. En effet, la partie superficielle du béton, plus ou moins ressuée, à canaux petits, est alors vidée de son eau. Les ménisques sont alors dans les gros canaux et se déplacent donc plus vite.

Cette présentation est outrageusement simplifiée. Elle ne cherche qu'à ébaucher un schéma du phénomène.

3. FLUAGE FINI OU INFINI

M. HUPNER. — Quel que soit l'intérêt des essais de laboratoire, ils ne constituent pas à eux seuls une fin en soi, le but final résidant dans la connaissance du comportement des ouvrages réels. Je

désirerais savoir si la déformation tend vers une limite finie lorsque le temps croît lui-même indéfiniment.

Il semble à ce sujet que la conclusion de la première colonne de la page 806 ⁽¹⁾ est peut-être prématurée, lorsqu'elle annonce que le fluage paraît tendre vers une valeur stable en fonction de la contrainte.

Quoiqu'il en soit et parallèlement aux essais de laboratoire, il paraît indispensable de poursuivre une enquête sur le comportement des ouvrages réels.

Les ponts se prêtent particulièrement bien à une enquête de ce genre, puisque les variations de fluage se traduisent par une variation de la flèche et qu'il est facile dans celle-ci de séparer ce qui est imputable aux appuis, de la flèche proprement dite. Rappelons que tous les grands ouvrages sont non seulement surveillés, mais périodiquement nivelés, etc... Pour ne pas compliquer le problème par suite de l'intervention des armatures, il faudrait d'abord examiner les ponts en béton non armé, malheureusement peu nombreux de nos jours. Pour les ouvrages en béton armé, on doit trouver de très nombreuses observations, non seulement pour les ponts, mais également pour les bâtiments industriels.

En ce qui concerne les barrages, l'auscultation des plus importants ou des plus typiques est poursuivie depuis un certain nombre d'années, mais la déformation due à la pression hydrostatique est mélangée avec celles dues aux effets thermiques et aux déformations du terrain de fondations ou d'appui, d'où la difficulté d'isoler ces différents effets : l'on y parvient maintenant.

M. LE PRÉSIDENT. — M. Hupner désirait savoir si le fluage est fini ou infini : il n'y a aucune espèce de doute après la communication de M. Carpentier qui est d'une netteté totale.

4. FLUAGE DES PIERRES

M. FREYSSINET. — Il y a dans la cathédrale de Lausanne un fluage de pilier qui correspond pratiquement à 1 %. On observe des phénomènes analogues dans les vieilles églises de Caen : les piliers se déforment d'une manière extravagante : ce sont des colonnes de pierre, taillées dans un seul bloc sans joints.

M. LE PRÉSIDENT. — Un banc naturel n'est pas homogène. Les bancs de granit se soulèvent et prennent des courbures : une pièce prise dans une couche naturelle, et laissée au repos, se courbe.

M. FREYSSINET. — Si on emploie des agrégats pour faire des bétons, il est bien évident que ce phénomène s'ajoute aux autres.

⁽¹⁾ Du mémoire de M. L'Hermite.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Il me reste à remercier M. L'Hermite de ses communications et en particulier à lui dire quel est l'intérêt de celle d'aujourd'hui. Ce que nous a dit M. Mamillan a le mérite d'être explicite, surtout les graphiques. Je demanderai que l'on nous fournisse les tableaux de chiffres des expériences.

Je demanderai aux différents orateurs de donner leurs derniers résultats, en particulier à la S. N. C. F. qui possède un ouvrage très intéressant : en béton pur. Donnez-nous si vous le pouvez, les courbes des hygromètres enregistreurs. Comme le disait tout à l'heure M. Freyssinet, certes, il est impossible de connaître toutes les conditions.

Ce colloque a été très intéressant, je crois que c'est là une excellente formule, qui nous donne des éléments de plus en plus précis pour nos constructions futures.

Tous mes remerciements à tous les orateurs.

(Reproduction interdite.)

Douzième Année.

N° 134

FÉVRIER 1959

DOCUMENTATION
TECHNIQUE

134

RÉUNIE EN OCTOBRE 1958

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques (port en sus) :

Microfilms — la bande de 5 images	250 F
Positifs sur papier — la page :	
Format 13 × 18	110 F
18 × 24	130 F
21 × 27	170 F

Minimum de perception..... 350 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,
6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-134. La théorie des proportions en architecture (The theory of proportion in architecture). SCHOLFIELD (P. H.); Edit.: *University Press*, G.-B. (1958), 1 vol., xi + 156 p., nombr. fig., — Voir analyse détaillée B. 2534 au chapitre II « Bibliographie ». — O. 45-58.
CDU 72.013 (03).

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

C — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

2-134. Techniques de l'Ingénieur. / Mise à jour périodique. — *Tech. Ingr.*, Fr. (août 1958), n° 6, Électronique : 5, 74 p., fig. — Voir analyse détaillée B. 2528 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 54753. CDU 5 (03).

Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

3-134. L'action du vent sur les pylônes en treillis. VANDEPERRE (J.), NAAR (J.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg., (oct. 1956), n° 5, p. 5-51, 47 fig. — Étude de l'action d'un vent constant sur un pylône prismatique en treillis à trois faces identiques. — Action du vent sur les pylônes en treillis de section carrée à quatre faces identiques, action du vent sur les conducteurs. Considérations concernant les vents atmosphériques observés. — E. 53512.

CDU 624.042 : 624.97 : 624.074.5.

4-134. L'action du vent sur les toitures. Efforts de soulèvement et vibrations. Application des règles N. V. 1946. — PRIS (R.); *Rev. Couv. Plomb.*, Fr. (juin 1958), n° 30, p. 31-37, 13 fig. — Efforts exercés par le vent sur les façades et sur les toitures. Valeurs les plus caractéristiques de ces efforts sur les toitures (tableaux). — Rappel des prescriptions les plus importantes des règles NV. 46, qui ont été utilisées pour le calcul des valeurs présentées. — E. 53651. CDU 624.042 : 699.83 : 69.022/24.

5-134. Étude de la pression statique exercée par le ciment sur les parois d'un silo au cours de sa vidange pneumatique (Onderzoek van de statische druk uitgeoefend door cement op silowanden bij pneumatische aftapping). *Commiss. Uitvoering Res. Ingesteld Betonver.* (C. U. R.). Pays-Bas (juil. 1958), Rapp. n° 15, 20 p., 6 fig., 12 réf. bibl. (résumés français, allemand, anglais). — Compte rendu d'essais effectués dans un silo à ciment à Ijmuiden (Pays-Bas). Observations faites sur la pression de l'air, les contraintes normales et tangentielles exercées sur la paroi par le ciment, la température extérieure et intérieure de la paroi, l'allongement du béton sur la face extérieure de la paroi. Conclusions tirées de ces observations. — E. 54463.

CDU 624.042/3 : 725.36 : 666.94 : 69.001.5.

6-134. Effets des tassements différentiels dans les ossatures considérées dans un plan, puis dans l'espace tridimensionnel (Efeitos dos recalques diferenciais nas estruturas lineares do plano e do espaço tridimensional). CHAMECKI (S.); *Tecnica*, Portug. (mai 1958), n° 282, p. 561-580, 27 fig., 4 réf. bibl. — Étude de l'effet des tassements différentiels des fondations, pour le calcul des structures hyperstatiques. — E. 54027.

CDU 624.044/43 : 624.072.33 : 624.131.542.

7-134. Méthode d'assimilation pour la résolution de problèmes plans d'élasticité. PADUART (A.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (oct. 1956), n° 5, p. 53-74, 21 fig. — Présentation d'une méthode qui permet de déterminer assez rapidement l'état de tension dans une pièce prismatique, sollicitée sur le contour suivant une loi quelconque, sans qu'il soit besoin de rechercher préalablement la fonction d'Airy. Exemple d'application. — E. 53512.

CDU 624.04 : 624.072 : 539.3.

Cac n Procédés de calcul.

8-134. Calcul des voiles minces cylindriques circulaires sans utilisation des tables des valeurs aux limites (Die Berechnung von Kreiszylin-

derschalen ohne Benutzung von Randwerttafeln). GRÜNING (G.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1957), n° 8, p. 347-352, 13 fig. — E. 50456.

CDU 624.04 : 624.074.4/7 : 624.078.

9-134. Moment résistant maximum de poutres avec armatures comprimées (Ultimate resisting moment of beams with compression reinforcement). GUILLARD (E.); *J. A.C.I.*, U.S.A. (mars 1958), vol. 29, n° 9, p. 759-765, 3 fig. — Proposition d'une modification dans les hypothèses de base du calcul à la rupture des poutres à armatures comprimées. On montre que la méthode actuelle du Building Code de l'A.C.I. ne convient pas pour les poutres de faible hauteur, ni pour les poutres avec un pourcentage élevé d'armatures comprimées. — E. 52556.

CDU 624.04 : 539.5 : 624.072.2 : 624.012.45.

10-134. La charge de rupture des dalles. I. II. (fin) (Grenztragfähigkeit der Platten). SAWCZUK (A.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (juil. 1957), n° 7, p. 315-320, 11 fig., 76 réf. bibl.; (août 1957), n° 8, p. 359-364, 21 fig., 21 réf. bibl. — Considérations générales. Calcul à la rupture des dalles rectangulaires. — E. 48618, 50456.

CDU 624.04 : 539.4 : 624.073.

11-134. La charge portante des fondations sur pieux. I. II. (fin). VANDÉPITTE (D.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (fév. 1957), n° 1, p. 7-44, 40 fig. 2 pl. h.-t., 25 réf. bibl.; (avr. 1957), n° 2, p. 5-47, 25 fig., 5 pl. h.-t., 7 réf. bibl. — Résumé des méthodes existantes. La méthode de Nöckentved, ses variantes, et celles ne faisant appel qu'à deux des trois hypothèses de Nöckentved. La méthode du centre de rotation et son application graphique. Insuffisance des méthodes précédentes pour l'appréciation de la force portante des fondations sur pieux. — Principes d'une méthode permettant cette appréciation. Théorèmes concernant l'unicité de l'état limite. Méthode pratique pour déterminer la charge portante des fondations sur pieux. — E. 53514, 53515.

CDU 624.04 : 624.154.

12-134. Contribution à l'étude des fondations sur pieux verticaux et inclinés. VESIC (A.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (déc. 1956), n° 6, p. 5-77, 69 fig. — Exposé d'une nouvelle méthode générale de calcul des fondations sur pieux. — Présentation des résultats d'une étude systématique démontrant l'influence de la résistance du sol aux déplacements latéraux des pieux sur l'intensité des efforts dans les pieux et sur les déplacements de la semelle supérieure. — Tables de facteurs d'influence permettant un calcul rapide et simple des principaux types de fondations rencontrés dans la pratique. — E. 53513.

CDU 624.04 : 624.154.

13-134. Le calcul de poutres et plaques appuyées sur le sol. I. II. (fin). DE BEER (E. E.), LOUSBERG (E.), VAN BEYEREN (P.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (avr. 1956), n° 2, p. 5-44, 36 fig.; (juin 1956), n° 3, p. 31-94, 70 fig., 11 réf. bibl. — Méthode analytique pour la détermination de la répartition des réactions sous des poutres reposant sur un sol ayant un module d'élasticité constant. — Examen critique de la méthode du Dr Grashoff. — E. 53509, 53510.

CDU 624.04 : 624.072/3 : 624.15 : 539.3.

14-134. Calcul organique du béton armé à la flexion plane simple ou composée. COLLETTE (F.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (août 1956), n° 4, p. 47-78, 24 fig. — Présentation d'un procédé qui repose entièrement sur les relations simples résultant de l'examen du diagramme des forces élastiques dans le domaine où elles sont réparties linéairement. — Établissement des relations d'équilibre, et traduction de ces relations

en abaque permettant des calculs numériques rapides. — E. 53511.

CDU 624.04 : 624.072 : 624.012.45.

15-134. Méthode pour une détermination rationnelle des sections en béton précontraint. VALALAS (D.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (août 1956), n° 4, p. 13-28, 4 fig. — Présentation d'une méthode destinée à permettre aux calculateurs peu familiarisés avec le béton précontraint de choisir une section conduisant à la dépense minimum. — E. 53511.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 624.012.46.

16-134. Calcul des portiques avec montants sans résistance à la traction (non armés) selon le procédé des angles de rotation et selon la méthode de Cross (Vetoa kestämättömiä pilareita sisältävän kehärakenteen ratkaisemisesta kiertymäyhtälöitä tai Crossin menetelmää käyttäen). PUTKONEN (A. I.); *Valtion Tek. Tutkimuslaitos*, Finl. (1957), Tiedotus Sarja III — Rakennus 11, 47 p., 16 fig., 5 réf. bibl. (résumé allemand). — Compte rendu de recherches effectuées au cours des dernières années au Laboratoire des Ponts et de la Statique de l'Institut national technique de Finlande. — Présentation d'une méthode de calcul approchée qui, dans la plupart des cas, offre une garantie de précision suffisante. Exemples d'application permettant de comparer les résultats obtenus avec cette méthode et ceux qu'on obtient avec la théorie rigoureuse. — E. 54670.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 539.4.

17-134. Fonctions d'influence de plaques élastiques divisées en bandes (Influence functions of elastic plates divided in strips). KÄRRHOLM (G.); *Chalm. Tek. Högskolas Handl.*, Suède (1958), n° 201, 18 p., 6 fig., 5 réf. bibl. — Résolution approchée de l'équation aux dérivées partielles des plaques élastiques effectuée en divisant la plaque en un certain nombre de bandes, et en substituant des différences finies aux différentielles en ce qui concerne l'une des variables. Détermination de fonctions d'influence applicables à différentes conditions aux limites (cas de plaques rectangulaires encastées sur un côté, appuyées sur les autres). — E. 54418.

CDU 624.04 : 624.073/78 : 539.3.

Caf Essais et mesures.

18-134. Le contrôle du béton. Interprétation des observations (Betonkontrol. Vurdering af maleresultater). GYLLING (T.), NIELSEN (K. E. C.); *Beton tek.*, Danm. (1958), n° 2, p. 89-94, (résumé anglais). — Étude des écarts et des coefficients de variation; méthodes simplifiées pour l'emploi de la statistique dans l'interprétation des résultats d'essais. — Le contrôle du béton en laboratoire mobile (Betonkontrol med mobilt laboratorium), p. 95-100, 3 fig. (résumé anglais). — Schéma d'un laboratoire mobile. — E. 54389.

CDU 620.1 : 666.972 : 658.562.

19-134. Observation des déplacements des barrages au moyen de pendules (Observation of dam displacements by means of pendulums). DA SILVEIRA (A. F.); *Lab. nation Engria. civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1957), *Tech. Pap.* n° 97, 14 p., 15 fig., 5 réf. bibl. (résumés français, anglais). — Symposium sur l'observation des ouvrages, tenu au Laboratoire national du Génie civil Portugais, oct. 1955 — RILEM : 35, Portug., Thèmes, 1 a et 3 a). — Détermination des déplacements relatifs à l'aide de pendules. Description de l'appareillage utilisé et des techniques de mesure, comparai-

son des résultats avec ceux obtenus par la méthode géodésique. — E. 54280.

CDU 531.7 : 624.044 : 627.8.

20-134. Appareils permettant de déterminer certaines caractéristiques du béton (Instrumentation for measuring characteristics of concrete). *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (Publ. n° 536), U. S. A. (1958), *Highw. Res. Board Bull.* n° 176, 28 p., 29 fig., 1 réf. bibl. — Brochure comportant trois études : La première est consacrée à un extensomètre permettant de déterminer les déformations par mesures de très longue durée. — La seconde décrit un appareil à calorimètre déterminant : a) la quantité d'eau qui gèle dans un spécimen de béton en fonction de la température et de la durée; b) la variation de longueur du spécimen en fonction de la progression du gel. — La troisième décrit l'appareil AE-55, appareil de petites dimensions destiné à être employé sur le chantier pour évaluer la teneur en air du béton plastique. — E. 53830.

CDU 620.1.05 : 666.972.

21-134. Essais sur un modèle réduit de silo en béton armé. KELLNER (M.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1958), n° 130 (Béton-Béton armé : 49), p. 1095-1110, 15 fig. — L'auteur relate les essais effectués courant 1955 par la SCOTEC sur une cellule de silo à trémie tronconique en béton armé construite à la station d'essais du C.E.B.T.P. à Saint-Rémy-Lès-Chevreuse. — Cette cellule était la réduction à l'échelle 1/2 de la partie inférieure d'un silo en béton armé construit en Afrique du Nord. Le but des essais était d'étudier le fonctionnement de la trémie et de la poutre-ceinture circulaire. Le chargement du silo rempli de blé a été obtenu soit par des vérins plats, soit par le gonflement d'une chambre à air prenant appui d'une part sur le blé et d'autre part sur un platelage supérieur. — La première partie de l'exposé est consacrée à la description détaillée des diverses phases de l'essai et indique les différents résultats obtenus. — Dans la seconde partie, l'auteur tente de donner une interprétation de ces résultats. Il n'est pas nécessaire de calculer la poutre-ceinture comme une poutre-cloison courbe, si cette poutre-ceinture est liée efficacement à la paroi verticale et présente des dimensions transversales suffisantes. — Par ailleurs, l'essai poussé jusqu'à rupture de la trémie a mis en lumière l'influence favorable de la poutre-ceinture sur la sécurité de la section de raccordement entre la trémie et cette poutre, section qui est toujours une surface de reprise. — E. 55352.

CDU 725.36 : 624.012.45 : 69.001.5.

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES HYDRAULIQUE

22-134. Ondes de ressac ou de longue période dans les ports. Essais de résonance sur modèles réduits. IRIBARREN CAVANILLES (R.), NOCALES OLANO (C.), FERNANDEZ FERNANDEZ (P.); *Bull. Ass. International. perman. Congrès Navigat.*, Belg. (1957), vol. 2 n° 46, p. 83-94, 7 fig., 8 pl. h.-t. — Compte rendu d'essais effectués au laboratoire de l'Ecole des Ingénieurs de « Caminos, Canales y Puertos » de Madrid. — E. 53416.

CDU 532.5 : 627.52.

23-134. Les trois problèmes fondamentaux de l'écoulement des fluides incompressibles en conduites ou en canalisations. I. VANDEPERRE (L. J.), PLISNIER (J.), WINAND (A.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (1957), n° 4, p. 5-61, 30 fig., 11 pl. h.-t. — Dans le présent mémoire sont résolus les trois problèmes fondamentaux de l'écoulement des liquides dans les conduites : problèmes de la perte de charge, de la vitesse et du débit, de la section. Tableaux de rugosité des tuyaux, conduites diverses et canalisations en béton. — E. 54390.

CDU 532 : 621.643.2.

24-134. Abaques pour l'étude et l'aménagement des installations hydrauliques (Hilfs-

tafeln zur Bearbeitung von wasserbaulichen und wasserwirtschaftlichen Entwürfen und Anlagen). PRESS (H.); Edit.: *Verlag Paul Parey*, All. (1958), 7^e édit., 1 vol., 68 p., 49 fig. — Voir analyse détaillée B. 2545 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.54.58.

CDU 532 : 626 : 518 (03).

25-134. Étude hydraulique des cheminées d'équilibre des conduites sous pression de la centrale d'Alvito (Portugal) (Estudo hidraulico das chaminés de equilibrio do aproveitamento de Alvito). MANZANARES ABECASIS (F.); *Electricidade*, Portug. (avr.-juin 1958), n° 6, p. 109-122, 2 fig., 11 fig. h.-t., 7 réf. bibl. — E. 53251.

CDU 532 : 621.646 : 628.14 : 621.311.21.

26-134. Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques. I. II. III. (fin). LE MÉHAUTÉ (B.); *Houille blanche*, Fr. (déc. 1957), n° 6, p. 903-919, 5 fig.; (mars-avr. 1958), n° 2, p. 148-179, 64 fig., 25 réf. bibl.; (mai-juin 1958), n° 3, p. 255-269, 17 fig. — Étude du problème de la perméabilité des digues aux différents mouvements de la mer (mouvements de l'eau provoqués dans un massif par la fraction de l'énergie totale d'une onde de gravité venant du large qui passe dans le massif). — Étude des lois de l'écoulement périodique dans un massif perméable. — Étude des lois de similitude de la perméabilité d'un massif en enrochements. — Recherches expérimentales. Contribution à l'étude de la perméabilité des digues pour les besoins de la technique portuaire. Étude du phénomène avant la réalisation des ouvrages. — E. 52230, 53469, 54148.

CDU 532 : 624.131.6 : 627.52.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

27-134. Essais de chargement répétés sur un massif de limon. REICHERT (J.); *Centre Rech. rout.*, Belg. (fév. 1958), Rapp. Rec. n° 52/JR/1958, ix + 87 p., 45 fig., 11 réf. bibl. — Rappel des relations fondamentales entre déformation obtenue, charge et répétitions. Description des résultats d'essais de chargement répétés par plaque, exécutés sur un massif artificiel de limon, avec interposition ou non d'une couche de fondation (pierrailles ou sol-ciment). Essais lents et essais rapides. Résultats. Conclusions. — E. 54515.

CDU 624.131.38 : 691.4 : 625.73.

28-134. La dispersion des résultats des essais de sol. HABIB (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1958), n° 130 (Essais et mesures : 41), p. 1087-1094. — La dispersion des résultats des essais de sol pose deux problèmes : celui de la dispersion naturelle des caractéristiques du sol; celui de la dispersion des appareils d'essai. Le premier est le plus important et le moins connu; le second fait surtout l'objet de cet exposé. — L'auteur examine successivement les essais d'identification (teneur en eau, poids spécifique, analyse granulométrique, limites d'Atterberg, compactage, essai CBR, module de réaction, équivalent de sable, mesure du produit kh, courbe de succion) et les essais conduisant à des données expérimentales entrant dans un calcul (compressibilité, pression de consolidation, perméabilité, résistance mécanique, variation de volume des sables, pression interstitielle). — Une importante discussion a suivi cet exposé. — E. 55352.

CDU 624.131.3/38 : 519.2.

29-134. Les glissements de terrain et les moyens pratiques de les prévenir (Landslides and engineering practice). Edit.: *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (publ. 544), U. S. A. (1958), *Highw. Res. Board, Spec. Rep.* n° 29, 1 vol., xxi + 232 p., nombr. fig., 1 pl. h.-t., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2538 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.43.58.

CDU 624.131.543 (03).

Cic Surface du globe. Hydrographie. Érosion.

30-134. Les marées dans les rivières et les indentations côtières (Tides in rivers and coastal inlets). SCHOLER (H. A.); *J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (avr.-mai 1958), vol. 30, n°s 4-5, p. 125-136, 17 fig. — Rappel des caractéristiques des marées, et présentation de méthodes de calcul permettant de prédire leurs effets dans les embouchures de rivières et indentations côtières. — E. 53990.

CDU 532 : 627.2/16.

Co CONDITIONS ET ÉTUDES GÉNÉRALES. SITUATION GÉOGRAPHIQUE. CONGRES

31-134. Comment construire au Sahara. — C. S. T. B., Fr. (juil. 1958), 1 fasc., 83 p., nombr. fig., 1 fig. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2530 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 54689.

CDU 69.00 (25) (61) : 697.1.

Cod j Règlements. Législation.

32-134. Travaux d'étanchéité multicouches (Cahier vert). *Chambre syndic. nation. Entrepren. Etanchéité, Inst. nation. Tech. Etanchéité*, Fr. (déc. 1957), 31 p., 3 fig. — Document donnant, à la suite d'une refonte des règles publiées précédemment, le texte des nouvelles règles applicables aux travaux d'étanchéité multicouches. — A — Toitures-terrasse et toitures inclinées : 1) Procédé bitume armé-feutre bitumé; 2) Procédé ciment volcanique; 3) Procédé enduit pâteux; 4) Annexes. — B — Cuvelages : Matériaux-types, revêtements-types, condition d'exécution. — E. 52583.

CDU 699.82 : 691.175 : 35 (44).

Cod l Normalisation

33-134. La norme (allemande) DIN 456 Commentaires sur cette norme. Tuiles de couverture : conditions à remplir et procédés de contrôle (Dachziegel-Norm 456. Erläuterungen und Bemerkungen zu DIN 456 — Dachziegel, Güteeigenschaften und Prüfverfahren — Ausgabe mai 1958). ALBRECHT (W); *Ziegelindustrie*, All. (1^{er} juin 1958), n° 11, p. 325-333, 12 fig. — Texte de la norme (édition de mai 1958) qui remplace les normes DIN 453, 454, 52250. — E. 53398.

CDU 389.6 : 691.424.

34-134. Charpentes métalliques (Metalen bowconstructies). Edit.: *Institut belge de Normalisation*, 29 av. de la Brabançonne, Bruxelles 4, Belg. (1^{er} sep. 1958), Projet pour la 4^e édition — N. B. N. 1, 1 broch. (21 × 29,5 cm), 93 p. en franc., 17 fig., 93 p. en flamand. — Texte du projet soumis à l'enquête publique pour la 4^e édition de la norme belge relative au calcul et à la construction des charpentes métalliques. But du règlement, domaine d'application. Conditions générales. Sollicitations. Contraintes admissibles. Calcul des éléments. Cas d'instabilité. Qualité et réception des matériaux. Construction en usine. Montage. — E. 54853.

CDU 624.014 : 389.6 (493).

35-134. Le nouveau code du gaz et la distribution des gaz (gaz de ville, propane air propane, gaz naturel) dans les habitations. ALBRIEUX (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1958), n° 131, (Equip. tech. : 62), p. 1179-1192, 7 fig. — L'évolution de la distribution du gaz de France et le développement de l'emploi de gaz ayant d'autres origines que la houille ont entraîné des modifications à l'ancien code des installations de gaz dans les immeubles d'habitation. Le nouveau code englobera tous les gaz distribués, sous toutes les pressions qui seront pratiquées. Après des

généralités et une terminologie plus développée, les règles techniques donnent les prescriptions relatives au choix du tracé, de la matière et du diamètre des tuyauteries, à l'exécution des assemblages, aux installations avant compteur, à la ventilation, aux conditions d'essais des tuyauteries. Le projet de code sera soumis à l'AFNOR, en vue de son homologation sous forme de norme. — E. 55354. CDU 696.2 : 389.6 (44).

36-134. Prescriptions techniques pour la construction (Technische Baubestimmungen) GOTTSCH-HASENJÄGER; Édité : *Verlags-gesellschaft Rudolf Müller*, Köln-Braunsfeld, All. (1958), 4^e éditn, 16^e livrais., 123 feuillets, fig., DM. 15.40. — Texte des rectificatifs et compléments aux normes allemandes (mise à jour : mai 1958) — Aciers de construction. Bois. Contrôle du béton. Emploi de poutres mixtes dans le bâtiment. Calcul des ponts-route. Gazomètres. Résistance au feu des matériaux et éléments de construction. Stabilité des ossatures métalliques. — E. 53690. CDU 389.6 : 624.01 (43).

37-134. Matériaux routiers et matériaux pour revêtements. Prélèvement d'échantillons et essais des matériaux (Road and paving materials; methods of sampling and testing). — *Superintendent of Documents U.S. Government Print. Office*, Washington 25, D. C., U. S. A. (18 juil. 1951), Federal Specif. SS-R-406c (Superseding Fed. Spec. SS-R-406b 13-8-1946), 121 p., nombr. fig. — Texte de la norme américaine SS-R-406c du 18 juillet 1951 remplaçant la norme SS-R-406b du 13 août 1946 (matériaux pour revêtements bitumineux et remplissage de joints). — E. 54072. CDU 691.16.691.322 : 625.8 : 389.6 (73).

Cod m Cahiers des charges.
Contrats.

38-134. Chaussées en béton de ciment. — *Ministère des Trav. publ., des Transports et du Tourisme (Direct. des Routes et de la Circulation rout. — Direct. des Bases aériennes — Bur. Etudes génér.)*, Fr. (1958), 1 broch. 110 p., 22 fig. — La brochure donne le texte des nouvelles Instructions ministérielles concernant l'exécution des chaussées en béton de ciment. Ces Instructions s'appliquent à tous les revêtements bétonnés, qu'il s'agisse des routes, des pistes ou des aires de stationnement des aérodromes. — Elles comprennent : un cahier des prescriptions communes, un modèle de cahier de prescriptions spéciales, une Instruction sur l'exécution des joints. — E. 53935. CDU 625.84 : 693.5.012.43 : 69.001.3.

Cof Études générales. Congrès.

39-134. Le Quatrième Congrès international de mécanique des Sols. TCHENG (Y.); *Ann.*

I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1958), n° 130 (Sols et fondations : 30) p. 1071-1082. — Analyse des cent soixante-dix-neuf communications entendues au cours du « Quatrième Congrès international de mécanique des Sols », tenu à Londres du 12 au 21 août 1957. — Les communications sont réparties dans les six groupes suivants : Mesures et propriétés des sols. Méthodes de mesures sur place et prélèvement d'échantillons. Fondations des constructions. Routes, pistes et voies ferrées. Poussée des terres sur les ouvrages et tunnels. Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes. — E. 55352. CDU 624.131 (061.3) (100).

40-134. Quelques aspects du conditionnement d'air appliqué à l'industrie (Some aspects of industrial air-conditioning). — *Inst. international. Froid*, Fr. — Annexe 1957-2, Supplément au Bull. Inst. international. Froid, Fr. — Commissions 3 et 6, 1 broch., 150 p., nombr. fig., réf. bibl. — (Textes en français et en anglais des exposés présentés aux Journées de Padoue, 29-31 mai 1957). — Étude des aspects humains, psychologiques et technologiques du conditionnement industriel. — Analyse faite à l'aide de plusieurs méthodes comparatives, du rendement prévu des surfaces de refroidissement; jets d'air dans les locaux de grandes dimensions; influence de l'humidité de l'air sur la transmission de chaleur dans les appareils de conditionnement d'air; compresseurs de type moderne; une pompe à chaleur pratique; dispositif de commande et de réglage d'une installation frigorifique à plusieurs compresseurs centrifuges. Machines frigorifiques à absorption-compression, fonctionnant avec le couple pétrole-fréon 22. — E. 53245. CDU 697.97 : 725.4 (061.3).

41-134. Quatrième Congrès de l'Association internationale des Distributions d'Eau. — *Tech. Eau*, Belg. (15 juin 1958), n° 138, p. 13-40, 4 fig. — Texte des communications présentées à ce Congrès qui s'est tenu à Bruxelles du 26 au 31 mai 1958 : Lutte contre les odeurs de mauvais goût des eaux de consommation. — Utilisation des matières plastiques pour la confection des tuyaux et des appareils divers employés en distribution d'eau. — Prospection et captage des eaux souterraines par puits et forages. Procédés d'exécution. — Problèmes que pose l'alimentation en eau potable dans les pays sous-développés. — Traitement de l'eau par « storage », coagulation et sédimentation. — Récents développements dans la construction des ouvrages de génie civil des distributions d'eau (barrages, réservoirs, prises d'eau). — Aspects légal et technique du contrôle public des eaux de consommation. — Pollution des eaux de surface. Châteaux d'eau et réservoirs. Marges de sécurité à prévoir dans les installations d'adduction et de distribution d'eau. — L'énergie atomique

et les distributions d'eau. — Fluoration. — E. 53735. CDU 628.1 : 627.8 (061.3).

Cof m Annales. Dictionnaires.
Catalogues. Bibliographie.

42-134. Lexique français-néerlandais et néerlandais-français de chauffage et climatisation (Frans-Nederlands Nederlands-Frans woordenboek van verwarming en klimaatregeling). GRAVE (A. de), DE LEENHEER (A.); BONTRIDDER (A.); édit. : *Uitgeverij*, Belg. (1958), 1 vol., 76 p. — Voir analyse détaillée B. 2546 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.55.58. CDU 03 : 697.1/9 (44) (492).

43-134. Dictionnaire technique des barrages. — *Commission internationale des Grands Barrages de la Conférence mondiale de l'Energie*, Fr. (s. d.), 2^e éditn, 380 p., fig. — Cette seconde édition, considérablement augmentée est établie dans les langues suivantes : français, anglais, allemand, espagnol, italien, portugais, et comporte un chapitre additionnel « Matériel de chantier ». — 0.59.58. CDU 03 : 627.8 (100).

Cu Sciences mathématiques
physiques, chimiques.

Cub Mathématiques. Calcul.
Probabilités. Statistiques.

44-134. Méthodes nouvelles d'études de génie civil. Utilisation des calculateurs électroniques. I. II. III. (fin). PASCAL (R.); *Construction*, Fr. (mars 1958), t. 13, n° 3, p. 65-70, 18 réf. bibl.; (avr. 1958), n° 4, p. 105-108, 3 fig.; (juin 1958), n° 6, p. 172-178, 4 fig. — Aperçu d'ensemble sur les ressources d'ordre divers mises à la disposition des techniciens désireux d'aboutir dans leurs travaux à une précision aussi satisfaisante que possible. Méthodes et procédés utilisés d'une manière courante depuis une vingtaine d'années. Définitions diverses des sécurités qui posent les limites du domaine livré aux calculateurs. Rôle des engins électroniques pour la résolution de certains problèmes de génie civil réputés jusqu'alors inextricables. Exemples d'utilisation pratique des calculateurs électroniques. — Exposé de deux exemples d'utilisation concernant : 1° une méthode chronologique de calcul des grands ponts constitués par une voûte encastrée à fibre moyenne quelconque, à inertie réduite variable, et solidaire en fin de construction du tablier supérieur; 2° le calcul rationnel classique et à la rupture des sections rectangulaires en béton armé. — E. 52539, 53043, 53820. CDU 624.04 : 518 : 621.38.

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

Dab MATÉRIAUX
DE CONSTRUCTION

Dab lam Asphaltes et bitumes.

45-134. Manuel du bitume à l'usage des techniciens de la route. LÉRY (G.); Édité : *Asphalt Institute*, U. S. A. (1958), 1 vol., 309 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2531 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.41.58. CDU 625.85 : 624.8.06/7 : 691.16 (03).

Dab ma Bois et matériaux
à base de bois.

46-134. Le bois dans la construction. Aperçu sur les tendances actuelles (Timber in civil engineering. A review of current trends). *Civ. Engng*, G.-B. (avr. 1958), vol. 53, n° 622, p. 389, 391, 393-395, 397, 399, 401, 403, 405, 407, 409, 411, 413, 415, 417, 419-421, 423-427, 429-431, 433, 435-436, 70 fig., 26 réf. bibl. — Exposé contenant des études sur les sujets ci-après : emploi du contreplaqué dans la construction, importance de la préservation

du bois au point de vue économique; technologie du bois; évolution des constructions en bois lamellé collé; le contreplaqué-coffrage; caractéristiques des joints d'éléments en bois, résistance du bois à la corrosion; emploi du bois dans la réalisation des couvertures en voiles minces; machines pour le travail du bois. — E. 52665. CDU 691.11 : 624.011.1.

47-134. Exposé général sur le Centre technique du Bois. CAMPREDON (J.); Le bois dans le bâtiment. BROCHARD (F. X.); Les panneaux dérivés du bois, leurs propriétés, leur emploi dans le bâtiment. BESSET (J.); *Ann.*

I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1958), n° 130 (Matériaux : 15), p. 1049-1070, 23 fig. — M. CAMPREDON expose l'activité du Centre technique du Bois. Ce centre se préoccupe en particulier des recherches techniques intéressant les professions de la menuiserie et de la charpente, met à leur disposition sa documentation et les résultats de ses études et a créé à leur intention deux commissions d'études. — M. BROCHARD explique que pour utiliser le bois correctement dans le bâtiment il faut le préserver des déformations et lui assurer une bonne conservation. Il indique les techniques nouvelles qui permettent d'utiliser des bois de sections plus réduites et d'essences moins riches, les conditions de pose et de vernissage des parquets, les conditions d'emploi des cloisons sèches, les conditions de mise en œuvre des menuiseries extérieures et des charpentes. Il souligne que la conservation des bois peut être assurée par leur aération, par l'évacuation directe à l'extérieur des eaux de ruissellement et de condensation, par l'utilisation des antiseptiques. — M. BESSET montre qu'une distinction s'impose entre les divers types de matériaux dérivés du bois. Il rappelle les propriétés et les caractéristiques du contre-plaqué et souligne les tendances nouvelles de ses applications dans le bâtiment par une meilleure exploitation de ses qualités mécaniques et de tenue aux intempéries. Pour les panneaux agglomérés il établit la distinction entre panneaux de fibre et panneaux de particules. A propos des panneaux de fibre, il note les applications thermiques et acoustiques des panneaux isolants et la tendance à l'emploi des panneaux durs et mi-durs comme coffrage. Il signale la diversité des caractéristiques des panneaux de particules et leur utilisation dans le bâtiment pour l'aménagement intérieur. — E. 55352. CDU 694.1 : 691.11 : 69.001.5.

48-134. Manuel de technologie du bois. t. 2. (Holztechnologisches Handbuch). VORREITER (L.); Edit. : Verlag Georg Fromme und Co., Autr. (1958), 1 vol., xii + 646 p., 422 fig., — Voir analyse détaillée B. 2543 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.42.58. CDU 674.02/24 (03)

Dab mo Matières plastiques.

49-134. Caractéristiques et domaines d'emploi des matières plastiques (Engineering properties and applications of plastics). KINNEY (G. F.); Edit. : John Wiley and Sons Inc., U. S. A. (1957), 1 vol. vii + 278 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2535 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.31.58. CDU 691.175 (03).

Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES MATÉRIAUX

50-134. Étude théorique de la micro-filtration (Theoretical investigation into micro-seepage). KOVAC (GY.); Acta tec., Hongrie. (1958), t. 21, n° 1-2, p. 173-196, 4 fig., 10 réf. bibl. (résumés allemand, français, russe). — Limites d'application de la loi de Darcy. Étude des effets des attractions moléculaires entre les parois solides et les liquides. — Détermination d'un coefficient virtuel de filtration dans un réseau tubulaire constitué par les pores du matériau filtrant. — E. 53856. CDU 532.539.2.

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf j Essais de mesures.

51-134. Détermination quantitative du ciment dans le sol-ciment par dosage complexométrique du calcium et du magnésium. — DABIN (J.).

LEYDER (J.-P.); Centre Rech. rout., Belg. (fév. 1958), Rapp. Rech. n° 54/JPD-JPL/1958, iv + 22 p., 7 fig., 6 réf. bibl. — Présentation d'une méthode destinée à remplacer la méthode classique de dosage à l'oxalate, et appliquée à un sable peu argileux et à un limon très calcaireux. — E. 54514.

CDU 624.138 : 666.94 : 620.1.

Daf l Corrosion.

52-134. Corrosion des armatures d'ouvrages en béton armé se trouvant en milieu marin, et réparation de ces ouvrages. I : Méthode de réparation. II : Facteurs fondamentaux de corrosion (Corrosion of reinforcing steel and repair of concrete in a marine environment. I : Method of repair. II : Fundamental factors causing corrosion). GEWERTZ (M. W.), BAILEY TREMPER, BEATON (J. L.), STRATFULL (R. F.); Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council. (Publ. n° 546), U. S. A. (1958), Highw. Res. Board. Bull. n° 182, 41 p., 55 fig., 27 réf. bibl. — I : Nature et étendue des dégâts; méthodes appliquées pour les réparations (béton projeté). — II : Examens effectués sur place et en laboratoire en vue de déterminer les effets locaux de pile se produisant dans le béton armé en milieu marin. — E. 54006.

CDU 620.193 : 624.012.45 : 627.2 : 69.059.25

53-134. Pathologie de la construction. Quelques problèmes particuliers observés par le Laboratoire public d'Essais et d'Études de Casablanca. I : Corrosion des armatures dans le béton armé. — Ann. I. T. B. T. P., Fr. (oct. 1958), n° 130, (Questions générales: 40), p. 1083-1086. — Le Laboratoire public d'Essais et d'Études à Casablanca a observé les problèmes suivants. Une corrosion des aciers d'un plancher de villa en poutrelles préfabriquées a été attribuée à un pourcentage excessif de chlorures, qui polarise le béton, et, pour une différence de potentiel sensible, provoque la corrosion des armatures. — Un tablier de pont en béton armé a été également très corrodé, et cet effet a été attribué à une dose anormale de chlorures provenant d'agréats extraits de bras morts d'une rivière comportant une concentration importante de sels solubles. — Enfin, dans un grand pont, une attaque des armatures a été provoquée par la présence dans des zones cavernueuses d'eau accumulée et emprisonnée par un revêtement étanche. — E. 55352.

CDU 620.193 : 693.554.

54-134. Les insectes du bois d'œuvre et les moyens de les combattre (Insects da madeirame-obra e seu combate). COUTINHO SARAIVA (A); Lab. nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.), Portug. (1957), Mem. n° 107, 79 p., 56 fig., réf. bibl. (résumés français, anglais). Résultats de trois années d'observations faites par un entomologiste du laboratoire. Cette étude se subdivise de la façon suivante : Généralités — le bois; pourriture et milieu ambiant. Différents groupes d'insectes vivant dans le bois; leurs caractères généraux et habitudes de vie; dommages qu'ils occasionnent, méthodes propres à les combattre. — E. 54289.

CDU 699.87 : 691.11.

Daf m Stabilité des constructions.

55-134. Sur le coefficient de sécurité des structures métalliques à treillis. (Sul coefficiente di sicurezza delle strutture reticolari in acciaio). FINZI (L.); Acciaio Costr. metall., Ital. (mai-juin 1958), n° 3, p. 100-107, 18 fig. — Examen de structures isostatiques typiques en acier. Comportement des différentes membrures et des nœuds se présentant dans la réalisation pratique en vue de l'évaluation du coefficient de sécurité de la structure. — E. 54052.

CDU 624.046.5 : 624.074.5 : 624.014.2.

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage. Travaux hydrologiques.

56-134. Emploi de produits bitumeux pour la stabilisation des sols, et notamment de goudron routier pour les sols cohérents (zur bituminösen Bodenverfestigung unter besonderer Berücksichtigung von Strassenteer als Bindemittel für einen bindigen Boden). HAKELBERG (F.); Strasse-Autobahn, All. (juin 1958), n° 6, p. 212-222, 20 fig., 11 réf. bibl. — Compte rendu d'essais systématiques en campagne et en laboratoire. Appareillage utilisé, conclusions pratiques. — E. 53655.

CDU 624.138 : 691.16 : 625.73.

57-134. Études de stabilisation des sols en 1957 (Soil stabilization studies 1957). Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council. (Publ. n° 550), U. S. A. (1958), Highw. Res. Board Bull. n° 183, 47 p., 48 fig., 24 réf. bibl. — Cinq mémoires sur la stabilisation des sols au moyen de produits divers : Stabilisation au sel sur le réseau routier secondaire de l'Ohio. — Effet de la densité des mélanges sur la résistance des sols stabilisés aux cendres volantes. — Les caractéristiques de résistance des mélanges sol-agrégats. — Le schiste expansé comme produit d'addition dans la stabilisation à la chaux. — Amélioration de la résistance des sols-ciments à l'aide de produits d'addition. — E. 54017.

CDU 624.138 : 661/6.

Deb ji Fondations.

58-134. La conception des fondations et les méthodes de construction abaissent le prix de revient d'un gratte-ciel (Foundation design and methods cut skyscraper cost). JOHNSTON (R. C.), KOZIACKI (N. W.); Engng News-Rec., U. S. A. (24 juil. 1958), vol. 161, n° 4, p. 34-36, 38, 40, 5 fig. — Immeuble de soixante étages construit à New-York. Emploi de la consolidation chimique du sol pour éviter l'utilisation de caissons. Réalisation d'une partie de l'ossature métallique du bâtiment pendant la construction des fondations pour éliminer les soutènements provisoires. — E. 54245.

CDU 721.011.27 : 693.97 : 624.138/159.4.

59-134. Exposés d'études sur les fondations (Analyses of soil foundation studies). Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council. (Publ. n° 533), U. S. A. (1958), Highw. Res. Board Bull. n° 173, 93 p., nombr. fig., réf. bibl. — Brochure donnant le texte de rapports et discussions sur les sujets suivants : tassement des fondations du barrage en terre de Ft. Randall (U. S. A.); mesure des efforts produits dans les pieux par un affaissement du sol adjacent; expériences faites en Californie dans la technique de construction de routes dans des sols marécageux; exposé d'ensemble sur l'emploi des drains de sable verticaux; description d'une méthode permettant de déterminer à l'avance le tassement d'un remblai en fonction de l'indice de vide. — E. 53681.

CDU 624.131.542 : 624.135/138/15 : 625.73.

Deb li Bétons.

60-134. Les bétons du barrage de Picote (Os betoes do barragem de Picote). MOREIRA LOBO (L.); Tecnica, Portug. (juin 1958), n° 283, p. 657-666, 16 fig., 1 fig. h.-t. — Procédés de dosage et de contrôle et résultats obtenus. Nécessité de l'établissement d'un critère objectif présidant à l'échelonnement des dosages des bétons d'un grand barrage. — E. 54381.

CDU 693.542 : 627.8 : 620.1.

61-134. L'expansion à long terme du plâtre et du béton confectionnés avec de la perlite (The long-term expansion of perlite plaster and concrete). HILL (R. D.); *Austral. J. appl. Sci.*, Austral. (juin 1958), vol. 9, n° 2, p. 141-162, 22 fig., 16 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées sur cinq sortes de perlite, sur du plâtre contenant ce matériau, et sur du béton fabriqué avec des agrégats de perlite. — E. 54095. CDU 666.973 : 666.8 : 691.322.

62-134. Les réactions agrégat-ciment dans le béton. CHAURET (E.); *Ingenieur*, Canada (1958), n° 174, p. 12-19, 5 fig., 20 réf. bibl. — E. 53827. CDU 666.972/94 : 54.

63-134. La mesure de la consistance du béton frais et de son aptitude au compactage par vibration (Die Messung von Steife und Rüttelwilligkeit bei Frischbeton). PILNY (F.); *Bauingenieur*, All. (mai 1958), n° 5, p. 169-174, 8 fig., 18 réf. bibl. — Rappel des paramètres dont dépend la résistance à la compression du béton fini; description des appareillages utilisés pour déterminer les caractéristiques physiques du béton frais. — E. 52984. CDU 666.972.015 : 693.546.4 : 620.1.05.

64-134. Fluage du béton sous des contraintes variables (Creep of concrete under variable stress). ROSS (A. D.); *J. A. C. I.*, U.S.A. (mars 1958), vol. 29, n° 9, p. 739-758, 16 fig., 6 réf. bibl. — Exposé de trois procédés de calcul permettant de déterminer les effets du fluage sous contraintes variables, compte tenu des résultats connus pour le cas de contraintes constantes. — Description d'expériences faites pour vérifier ces méthodes. — E. 52556. CDU 666.972.015.46 : 624.043/4.

65-134. L'emploi des coffrages glissants (Das Arbeiten mit Gleitschalungen). BÖHM (F.); Edit. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, All. (1958), 3^e édit., 1 vol., xi + 147 p., 204 fig. — Voir analyse détaillée B. 2539 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.36.58. CDU 69.057.528 : 725.36.

66-134. Influence des produits d'addition agissant en surface sur la résistance au gel de la pâte de ciment (The frost resistance of cement paste as influenced by surface-active agents). DANIELSSON (U.), WASTESSON (A.); *Svenska. Forskningsinst. Cement Betong Kungl. Tek. Högskolan Stockholm*, Suède (1958), *Handl.* n° 30, 38 p., 25 fig., 16 réf. bibl. — Compte rendu de recherches ayant porté sur cinq produits d'addition différents; résultats enregistrés. Présentation d'une théorie expliquant le processus de protection du béton contre le gel. — E. 53624. CDU 693.547/8 « 324 » : 666.972.16.

67-134. Imperméabilisation du mortier de ciment et de sable. III. Influence du traitement préalable du sable sur la perméabilité du mortier de ciment et du béton. (Waterproofing cement-sand mortar. III. Effect of pretreatment of sand on permeability of cement mortar and concrete). UPPAL (I. S.), BAHADUR (S. R.); *Ind. Concr. J.*, Inde (fév. 1958), vol. 32, n° 2, p. 55-57, 6 fig. — (I. et II. parues dans notre DT. 108 d'oct. 1957, sous le n° 147). — Étude de l'addition de savon. — E. 52520. CDU 666.972.16 : 666.971 : 699.82.

68-134. Effets de la revibration du béton (Effects of revibrating concrete). VOLICK (C. A.); *J. A. C. I.*, U.S.A. (mars 1958), vol. 29, n° 9, p. 721-732, 9 fig., 5 réf. bibl. — Compte rendu d'essais réalisés pour déterminer l'influence sur les propriétés (résistance à la compression) du béton fini de la revibration effectuée à des intervalles de une à quatre heures après la mise en place. Les essais portent sur des bétons de compositions différentes et montrent également l'influence du ressuyage et de la durée de durcissement. — E. 52556. CDU 693.546.4.

69-134. Le béton « fibrite » pour revêtement de route et de piste d'envol. Son étude en labo-

ratoire. DUTRON (R.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (fév. 1957), n° 1, p. 47-66, 24 fig. — Étude d'un nouveau revêtement mis au point en Italie. Il consiste en un béton de ciment dont les agrégats de petit calibre (max. 16 mm) ont été enrobés de bitume pur avant d'être mélangés de la manière habituelle au mortier de ciment. — E. 53514. CDU 625.84/75 : 666.972.5 : 620.1.

70-134. Communications présentées au Congrès du Béton organisé par le Deutscher Beton-Verein, Berlin 24 et 25 sep. 1957 (Vorträge auf dem Betontag am 24 und 25 sep. 1957 in Berlin). Edit. : *Deutscher Beton-Verein*, All. (1957), 1 vol., 398 p., nombr. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2544 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 0.40.58. CDU 624.012.4 (061.3) (43) (03).

Deb ne Béton armé.

71-134. Quelques aspects fondamentaux de la résistance au cisaillement des poutres en béton (Some basic aspects of the shear strength of reinforced concrete beams). GURALNICK (S. A.); *School of Civil Engineering (Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, U.S.A.)* (1958), 47 p., 19 fig., 37 réf. bibl. — Condensé d'une thèse de doctorat préparée à l'Université de Cornell (U.S.A.). — Exposé d'une théorie générale sur la résistance au cisaillement des poutres sans armature de cisaillement basée sur les propriétés des matériaux et la forme de la poutre. — Elle peut être étendue au cas de poutres avec armature de cisaillement. Comparaison des résultats d'essais de 21 poutres sans armature de cisaillement et de 8 poutres comportant des étriers verticaux. — E. 54366. CDU 539.4 : 624.072.2 : 624.012.45.

Deb ni Béton précontraint.

72-134. Le béton précontraint. Théorie et calcul (Prestressed concrete. Theory and design). EVANS (R. H.), BENNETT (E. W.); Edit. : *Chapman and Hall Ltd, G.-B.* (1958), 1 vol., xv + 294 p., nombr. fig., 1 pl. h.-t., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2532 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.48.58. CDU 624.012.46 : 624.04 (03).

73-134. Le béton précontraint (Prestressed concrete). MORICE (P. B.), COOLEY (E. H.); Edit. : *Sir Isaac Pitman and Sons Ltd, G.-B.* (1958), 1^{er} édit., 1 vol., viii + 394 p., nombr. fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2533 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.46.58. CDU 624.012.46 : 624.04 : 693.56 (03).

74-134. Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale : t. II : Constructions hyperstatiques. GUYON (Y.); Edit. : *Eyrolles*, Fr. (1958), 1 vol., 818 p., nombre fig. — Voir analyse détaillée B. 2529 au chapitre II « Bibliographie ». — 0.58.58. CDU 624.012.46 : 624.072/3/5 : 624.04 (03).

75-134. Constructions en béton partiellement précontraint. Essais et exécution pratique (Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen. Versuche und praktische Ausführung). ABELLES (P. W.); *Bauingenieur*, All. (mai 1958), n° 5, p. 183-190, 20 fig., 11 réf. bibl. — Étude effectuée notamment à l'aide d'extensomètres à résistance de la formation des fissures dans l'acier et dans le béton précontraint. Description d'essais statiques et dynamiques de poutres et de dalles partiellement précontraintes. Exemples de réalisations. — E. 52984. CDU 624.012.46 : 624.072/3 : 693.564 : 69.001.5.

Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE. STRUCTURES

Dec l Travail des métaux.

Charpente. Soudure. Menuiserie. Construction mixte.

76-134. Le tube d'acier en construction métallique et serrurerie. — *Vallourec S. A. Fr.* (s. d.), 1 vol., 90 p., nombr. fig. — Caractères particuliers du tube d'acier. Différentes catégories et caractéristiques mécaniques des tubes. Méthodes d'assemblages. Exemples d'utilisation : hangar, pylône de ligne électrique. Dimensionnement de fermes de comble de différentes portées. — E. 54008. CDU 624.014.27 : 621.77

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded ma Travaux de peinture.

77-134. Journées-Exposition de la peinture. I. Nouveaux procédés et nouvelles matières de revêtement pour murs et plafonds. CANOUE (A.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (juil.-août 1958), n° 127-128 (Aménagement intérieur : 13), p. 923-926. — Les nouveaux enduits garnissants comportent une certaine proportion de matières plastiques et peuvent se classer en deux catégories : A) enduits plastiques sans agrégats ni charges pour couches solides à l'extérieur et d'épaisseur limitée à un ou deux mm; B) enduits de nivellement pouvant contenir agrégats ou charges pour revêtements intérieurs en couches de l'ordre de 5 mm. Ils ne doivent exiger qu'une couche de peinture pour constituer un revêtement dur et de ce fait leur prix peut ne pas dépasser celui d'un revêtement traditionnel. On expose leurs conditions d'application et les différents modes et types de peinture de recouvrement qui conviennent à ces enduits. — E. 53869. CDU 693.621 : 691.175 : 667.63.

78-134. Journées-Exposition de la peinture. II. Les aspects modernes de la peinture sur plâtre. Le plâtre, support idéal et économique de la peinture. JUNNEMANN (J. de); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Aménagement intérieur : 14), p. 943-946, 1 fig. — Le plâtre étalé traditionnellement ou projeté mécaniquement permet de constituer soit des surfaces parfaitement planes soit des moulures très compliquées avec une grande rapidité de prise et de durcissement. Il a la propriété de respirer et d'absorber l'humidité en excès dans l'atmosphère, puis de la restituer dans une ambiance sèche, pourvu que la peinture qui le recouvre soit à film discontinu. Toutefois, sa mise en œuvre exige de lui incorporer plus de 80 % d'eau, dont moins de 20 % sont combinés chimiquement pendant la prise. L'excédent doit être éliminé si l'on veut assurer la tenue de la peinture. Ce problème du séchage du plâtre s'obtient soit par l'évaporation naturelle, soit avec le concours de braseiros, de radiations infrarouges ou de déshumidificateurs. Enfin il est signalé que l'adhérence de la peinture exige une certaine porosité de l'enduit de plâtre et que les retardateurs de prise peuvent avoir une action défavorable. — E. 55075. CDU 691.55 : 667.63.

79-134. Journées-Exposition de la peinture. III. Les peintures de couche primaire dans la protection antirouille. TARBOURIECH (A.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Aménagement intérieur : 15), p. 947-952. — Le rôle de la peinture pour couche primaire dépend de nombreux facteurs et en particulier de l'état de surface du métal, des dégradations physiques et chimiques auxquelles elle reste exposée avant d'être recouverte enfin des conditions de mise en œuvre et de la nature des peintures de recouvrement. Ces

peintures détiennent leurs propriétés soit de leur liant, cas des peintures à base de pigments ferriques et aluminifères, soit de leurs pigments passivants, lamellaires ou anodiques (chromate de zinc, poudre d'aluminium ou poudre de zinc) soit de la combinaison imperméable pigment-liant, cas des peintures à base de pigments plombifères. L'expérience montre que ces peintures se comportent différemment les unes des autres et correspondent à des exigences bien déterminées. — E. 55075.

CDU 637.62/637.2.

Def PRÉFABRICATION

80-134. **Emploi d'éléments préfabriqués en béton armé dans la construction d'un entrepôt (Berlin)** (Der Bau einer Lagerhalle mit Stahlbetonfertigteilen). PLATZER (O.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1957), n° 8 *Strassentechn.*, p. 341-347, 19 fig. — Caractéristiques d'un bâtiment à ossature en béton armé à trois niveaux. La charge utile des planchers est de 1 250 kg/m². — Etude schématisée, confection des éléments, assemblage. — E. 50456.

CDU 725.35 : 721.011.26 : 624.012.3/45.

Dic CLIMATISATION

81-134. **Procédé de détermination par abaques des températures des parois et des quantités de chaleur qu'elles transmettent** (Ein Schnittpunktverfahren als Hilfsmittel bei der Berechnung von Wärmeaustauschern). WINKLER (K.); *Radex Rundschau*, Autr. (mars 1958), n° 2, p. 63-71, 14 fig., 1 réf. bibl. (résumés allemand, anglais, français). — E. 54025.

CDU 536.2/5 : 69.022 : 518.

Dic 1 Chauffage.

82-134. **Le raccordement des brûleurs à huile combustible aux réservoirs de stockage**. GRAVE (A. de); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (juin 1957), n° 3, p. 5-29, 27 fig., 2 fig. h.-t. (résumé allemand). — E. 53516.

CDU 621.646 : 697.33 : 662.75.

83-134. **Initiation au chauffage par rayonnement**. — *Industr. therm.*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 197-243, 58 fig. — Comptes rendus des stages organisés par le Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation. — Textes remis aux stagiaires, discussions et observations indiquant les caractéristiques et conditions de réalisation des différents systèmes de chauffage par rayonnement de plancher et de plafond. — E. 54172.

CDU 697.353.

Did ÉCLAIRAGE

84-134. **Guide du tube fluorescent. I : La lampe fluorescente tubulaire. II : Les circuits d'alimentation. III : Les appareillages auxiliaires. IV : Essais et contrôle des tubes et des circuits. V (fin) : Service des installations fluorescentes**. — *J. Equip. électr.*, Fr. (avr. 1958), n° 168, p. 69-73, 75, 77, 21 fig.; (mai 1958), n° 169, p. 59-61, 63-65, 67, 69, 26 fig.; (juin 1958), n° 170, p. 59-63, 65, 22 fig.; (juil.-août 1958), n° 171, p. 49, 51, 5 fig.; (sep. 1958), n° 172, p. 87, 89, 3 fig. — (Traduction de l'art. de W.A.R. STOYLE et A. G. BROWN paru dans

Light and Lighting, déc. 1957, vol. 50, n° 12, titre original : Fluorescent tube guide). — E. 52587, 53071, 53575, 54021, 54651.

CDU 628.9.03.

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Acoustique. Vibrations. Protection contre les bruits et les vibrations.

85-134. **La défense contre le bruit dans les constructions**. CONTURIE (M.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Tech. gén. de la constr. : 25); p. 953-976, 30 fig. — Le conférencier rappelle d'abord les notions de spectre et niveaux en décibels ainsi que les conditions de mesure de ces caractéristiques essentielles des bruits; il rappelle aussi les données physiologiques suivant lesquelles l'oreille est sensible aux bruits. — Ceci fait, il précise les notions d'impédance et de résonance qui sont à la base des conditions de propagation de tout type de bruit, et également à la base de tous les procédés de défense susceptibles d'être imaginés. Il traite ensuite des divers types de propagation de bruits : transmission directe dans laquelle la masse joue un rôle très important, mais où interviennent aussi d'autres facteurs non négligeables : transmission indirecte dans laquelle des coupures, désadaptant les impédances, sont essentielles; transmission par les ouvertures ou les points faibles; production et transmission des bruits par les canalisations et leurs équipements terminaux; transmission par les gaines de ventilation en décrivant les divers mécanismes d'absorption par filtres; transmission des vibrations en décrivant les principes de montage appropriés pour diminuer leur amplitude à la source; enfin, il indique comment on peut dans certains cas faire appel à l'amortissement et à l'absorption. — E. 55075.

CDU 699.844/2 : 534.

Dif l Protection contre l'incendie.

86-134. **Dispositifs de protection contre la propagation du feu prévus par le Règlement canadien de la Construction (1953)** (Fire separations in the National Building code, 1953). KATNICK (J. N.), FERGUSON (R. S.); *Nation. Res. Council*, U. S. A. (avr. 1958), Div. Build. Res., Tech. Pap. n° 50, 18 p., 5 fig., 10 fig. h.-t., 11 réf. bibl. — Evolution des connaissances sur la protection contre l'incendie. Essais de résistance au feu. Radiations calorifiques émises par des bâtiments en feu. Commentaires sur le règlement canadien de la construction et notamment sur les « fire separations » dispositifs s'opposant à la propagation du feu entre des bâtiments ou des parties de bâtiments, et consistant soit en une construction résistante au feu, soit en un espace vide, soit en une combinaison de la construction et de l'espace vide. — E. 53771.

CDU 699.81 : 69 : 35 (71).

Dif m Protection contre les phénomènes naturels.

87-134. **Remède pratique à l'humidité des constructions. Amélioration de la salubrité des**

locaux habités. Fournol (A.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (nov. 1958), n° 131 (Equip. tech. : 61), p. 1155-1178, 26 fig. — La vapeur d'eau dégagée par la respiration, les évaporations de la cuisine et de la salle d'eau, les nettoyages, le lavage et le séchage du linge, la combustion du gaz peut atteindre dans certains logements ouvriers jusqu'à 30 kg par jour. Cela explique les condensations nombreuses que l'on observe et qui sont très préjudiciables aux occupants et à la construction même. Des remèdes classiques proposés, le chauffage, les enduits absorbants, l'isolation thermique et la suppression des ponts thermiques, sont ou inopérants ou insuffisants seule, la ventilation est la solution de principe efficace, mais elle est très difficile techniquement à réaliser dans des conditions acceptables et avec les débits suffisants, dont l'auteur indique les ordres de grandeur. Le système CHRISTEN est un mode de ventilation naturelle qui paraît résoudre cette difficulté. Il consiste à installer dans une paroi du local à assainir deux fentes d'un profil convenable et judicieusement disposées, de quelques millimètres de largeur. Ces fentes, qui peuvent être placées dans une vitre, ont donné des résultats étonnants. L'auteur donne quelques expériences et un essai d'explication du fonctionnement de cette ventilation unilatérale. — E. 55354.

CDU 699.82 : 721 : 697.9.

Dig STOCKAGE ET CIRCULATION DES FLUIDES

Dig m Réservoirs. Silos.

88-134. **La fabrication de réservoirs sphériques à pression**. VERZIJLBERGH (C. J.); *Acier*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 219-221, 5 fig. — (Extrait de : *Esab Revue*, n° 2, 1957). — Description du soudage d'un réservoir pour hydrocarbures liquides (propane) d'une capacité de 800 m³. Diamètre équatorial : 11,5 m; épaisseur des tôles : 42 mm; pression de service : 15 kg/cm²; pression d'épreuve : 21 kg/cm². — E. 53110.

CDU 624.953 : 662.75 : 624.043 : 624.014.25.

Do ENTREPRISES. ORGANISATION. INDUSTRIALISATION. MAIN-D'ŒUVRE

89-134. **Possibilités des matériaux de terre cuite dans l'industrialisation de la construction**. CHARRIERE (J.); *Silicates industr.*, Belg. (juin 1958), t. 22, n° 6, p. 316-323, 7 fig. — Étude des moyens techniques permettant une adaptation des matériaux en terre cuite à l'évolution la plus récente des techniques de construction. — Description des éléments dits de « préfabrication partielle » destinés notamment à la réalisation des planchers, et des éléments dits de « préfabrication totale » (panneaux de murs, de cloisons, de planchers). Description du procédé Véran-Costamagna et S. Florio. — Caractéristiques et réalisation des éléments. Armatures; précontrainte. — E. 54108.

CDU 69.002.2 : 691.42 : 693.2/25/28.

F. — LES OUVRAGES

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac 1 Poutres, Dalles. Planchers.
Auvents. Portiques. Cadres.

90-134. Couverture de 18 000 m² en béton précontraint pour la nouvelle usine de l'Union Cotonnière à Bruges. Poutres précontraintes de 40 m sans blocs d'about. BIRGUER (A.), DE WULF (C.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (avr. 1956), n° 2, p. 45-85, 46 fig. — Description de deux halles de 40 m de portée et d'une longueur de 186 m, divisées en treize travées de 14,4 m. — Calcul et réalisation des poutres-caissons de 40 m de portée sur appuis articulés, précontraintes suivant le procédé Freyssinet. — E. 53509.

CDU 725.4 : 624.072/8 : 624.012.46.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes.
Coupoles. Arcs. Escaliers. Voiles.

91-134. L'usine Dunlop à Amiens. Sheds autoportants en béton armé. HAHN (L.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Béton-Béton armé : 48), p. 1021-1034, 20 fig. — L'atelier de la Société Dunlop de 280 m de longueur et 40 m de largeur, est couvert par des sheds en béton armé. Une poutre caisson de 280 m de longueur disposée dans l'axe longitudinal soutient cent deux sheds de 5,6 m de largeur et 20 m de portée dont l'autre extrémité repose sur des poteaux sur les longs pans ouest et est. Chaque shed est un voile cylindrique de 7 cm d'épaisseur à directrice parabolique, qui est renforcé à sa base par une poutre chèneau et à sa partie haute par une nervure de bordure coiffant les vitrages en verre ondulé armé. — Le calcul a été fait en assimilant le shed à une poutre en flexion déviée. — L'exécution a été faite au moyen de dix cintres réemployables. — E. 55075.

CDU 69.024.25 : 624.012.45.

92-134. La salle des sports de Mulhouse. JEAN-BLOCH (T.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Béton précontraint : 29), p. 999-1020, 41 fig. — La salle des sports de Mulhouse, construite sur plan carré de 48,6 m de côté comporte de part et d'autre de l'aire d'évolution deux rangs de gradins desservis par une circulation longitudinale à mi-hauteur. La couverture est en voûte d'arête et ne repose que sur les quatre poteaux d'angle. Cette voûte en béton armé de 6 m de flèche a une épaisseur variant de 7 cm en clef à 35 cm aux nœuds (moyenne 95 mm). La poussée des voûtes est équilibrée par des câbles précontraints placés en façade. On indique les hypothèses qui ont permis d'établir le calcul de cette voûte et on décrit les travaux accessoires. — E. 55075.

CDU 725.8 : 624.074.3 : 624.012.45.

Fe Bâtiment en général.

Feb Habitations.

93-134. L'habitation en Scandinavie (Wohnen in Skandinavien). ANDRESEN (Th.), JORDAN (B.); Edit.: *Julius Hoffmann Verlag*, All. (1958), 1 vol., 120 p., 309 fig. — Voir analyse détaillée B. 2541 au chapitre II « Bibliographie ». — O. 47.58.

CDU 728 (48) (471.1).

Feb mi Immeubles hôteliers.

94-134. L'hôtel Queen Elizabeth à Montréal (Canada). — *Acier*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 227-232, 7 fig. — Bâtiment à ossature métallique de vingt et un étages. Hauteur d'étage : 2,8 m. Planchers en béton armé. Etude de la réalisation des contreventements métalliques précontraints. — E. 53110.

CDU 728.5 : 721.011.27 : 693.97 : 624.078.8.

95-134. Numéro consacré à la construction d'hôtels (Spezialnummer Hotelbau). *Bauen-Wohnen*, Suisse (avr. 1958), n° 4, 35 p., nombr. fig. — Description de réalisations récentes : Beverly Hilton Hotel à Beverly Hills, hôtel Hilton à Istanbul, Sheraton Hotel à Philadelphie, hôtel Statler Hilton à Dallas, motel à New York, hôtel Amelia Earhart à Wiesbaden, hôtel Europa à Salzbourg, hôtel de France à Conakry, hôtel Barinas au Vénézuéla, Coach Hotel à Douvres, Apollonia Hotel à Stockholm, hotel Astoria à Lucerne. — E. 52650.

CDU 728 : 5.

Fec BATIMENTS CULTURELS.
SPORTS

96-134. Le palais II à l'Exposition Universelle de Bruxelles 1958. MOENAERT (P.); *Acier*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 205-210, 12 fig. — Description de ce nouveau palais permanent, de construction métallique, d'une largeur de 43,5 m et d'une longueur totale de 45,3 m comprenant deux halls latéraux de 198 m de longueur séparés par un patio. — Les charges des portiques sont reprises par des groupes de pieux Franki par l'intermédiaire de semelles en béton armé. — E. 53110.

CDU 725.91 : 624.014.2 : 624.91.

97-134. Le pavillon de la France à l'Exposition de Bruxelles, 1958 : La conception. LORIN (A.). La réalisation. VALLEE (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1958), n° 130 (Construction métallique : 28), p. 1137-1154, 40 fig. — Le pavillon de la France à l'Exposition de Bruxelles couvre 12 000 m² et abrite 22 000 m² de planchers d'exposition. L'ossature entièrement métallique est constituée en câbles métalliques tendus attachés aux rives rectilignes d'une surface gauche composée de deux paraboloïdes hyperboliques ayant une génératrice commune. Cette couverture qui a ses sommets hauts à 37 m et ses points bas à 19 m repose sur trois points d'appui; en outre une flèche qui s'élève en porte-à-faux à 65 m surcharge l'un de ces trois points en soulageant les deux autres. Fondé sur pieux battus au travers d'une couche d'argile molle et de vase, le bâtiment représente la mise en place de 3443 t d'acier soudé et boulonné et de 12 000 m² de façades en glace ou en polyester, en dix mois de travail avec une équipe de quatre cents ouvriers. — E. 55352.

CDU 725.91 : 624.014.2 : 624.91 (493).

98-134. Le Pavillon de la France à l'Exposition de Bruxelles 1958. GILLET (G.), VALLEE (P.), PROUVÉ (J.), SARGER (R.); *Acier*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 193-204, 30 fig. — Structure en

acier. Couverture suspendue constituée de tôles minces portées par un réseau de fils d'acier tendus. Conception architecturale. Caractéristiques de construction : hypothèses de charges; ossature; répartition des charges en fondations (socle central et appuis secondaires); couverture. — E. 53110.

CDU 725.91 : 624.014.2 : 624.91 : 624.071.2.

99-134. L'ossature extérieure du palais de la CECA à l'Exposition Universelle de 1958 à Bruxelles. D'HEYCERS (O.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (juin 1957), n° 3, p. 31-67, 33 fig. — Suspension de la toiture et des parois extérieures du pavillon à une ossature extérieure composée de portiques dissymétriques enjambant ce pavillon, et reposant sur des massifs de fondation indépendants de l'ossature intérieure de celui-ci. — Calcul et exécution des portiques. Fondations de ceux-ci : semelles sur groupes de pieux métalliques tubulaires inclinés, sans pointe, et de section polygonale. — E. 53516.

CDU 725.91 : 624.014.2 : 624.155.

100-134. La construction du siège permanent de l'UNESCO. — *Construction*, Fr. (août 1958), t. 13, n° 8, p. 229-234, 16 fig. — Description du bâtiment principal et du bâtiment des conférences. Le bâtiment principal figure trois ailes rayonnantes, et comporte sept étages; ossature en béton armé. Le bâtiment des conférences est recouvert d'un voile ondulé en béton armé. — E. 54601.

— CDU 725.1 (100) : 624.012.45

101-134. Bâtiments pour la recherche (Buildings for research). Edit.: *D. W. Dodge Corporation*, U.S.A. (1958), 1 vol., 224 p., 500 fig. — Voir analyse détaillée B. 2537 au chapitre II « Bibliographie ». — O. 52.58.

CDU 727.5 (73) (03).

Fed TRAVAUX MILITAIRES.
TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE.
ALIMENTATION EN EAU. HYGIÈNE
PUBLIQUE. GÉNIE RURAL.
EAUX SOUTERRAINESFed la Alimentation en eau.
Réservoirs d'eau. Eaux souterraines.

102-134. Contribution à l'étude de l'eau. Annuaire pour la chimie des eaux et la technique de l'épuration (Vom Wasser. Ein Jahrbuch für Wasserchemie und Wasserreinigungstechnik). Edit.: *Verlag Chemie GmbH*, All. (1957), vol. 24, 367 p., 184 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2542 au chapitre II « Bibliographie ». — O. 37.58.

CDU 628.16 (03).

Fed m Hygiène publique.
Evacuation des eaux.

103-134. Hygiène publique et assainissement (Environmental sanitation). SALVATO (J. A. jr); Edit.: *John Wiley and Sons, Inc.*, U.S.A. (1958), 1 vol., xiii + 660 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2536 au chapitre II « Bibliographie ». — O. 49.58.

CDU 628 : 711.435 (03).

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX, DE PRODUCTION D'ÉNERGIE ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fib 1 Dépôts de marchandises. Marchés. Hangars. Magasins.

104-134. La construction des silos à céréales au Maroc. VIEL (J.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (nov. 1958), n° 131 (Tech. gén. de la Constr. : 26), p. 1194-1215, 27 fig. — Le stockage des céréales est une nécessité en vue d'étaler sur la consommation d'une année la production réalisée en quelques semaines et de reporter les excédents d'une année plétorique sur les années déficitaires. Par exemple le Maroc qui consomme 20 à 25 millions de quintaux a connu un maximum de production de 33 millions de quintaux et un minimum de 4 millions. Dans ce pays existe traditionnellement un stockage individuel qui peut aller jusqu'à 200 quintaux. Le stockage coopératif comportait avant l'entrée en vigueur du plan quadriennal une capacité de stockage de 870 000 quintaux répartis en huit silos. Le plan a prévu la construction de douze silos d'une capacité totale de 1 530 000 quintaux. On expose succinctement les idées admises sur la constitution et le fonctionnement des silos et on fait un inventaire détaillé des réalisations marocaines. — E. 55354. CDU 725.36 (64).

105-134. Efforts exercés sur les parois par la matière ensilée. Monographie succincte de quelques silos réalisés au Maroc. DESPEYROUX (J.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (nov. 1958), n° 131, (Tech. gén. de la Constr. : 26), p. 1216-1230, 30 fig. — L'auteur expose la théorie générale de calcul des pressions dans les silos, et les calculs basés sur les hypothèses de Roenen-Janssen, et de M. Caquot, puis les propriétés et le comportement de la matière ensilée, et les essais de M. Reimbert. On discute enfin la théorie établie par celui-ci et la question des effets dynamiques. Une monographie succincte de quelques silos fait ressortir le choix des solutions techniques apportées aux diverses difficultés constructives. — E. 55354. CDU 624.04/42/43 : 725.36.

Fib n Production d'énergie. Ouvrages hydrauliques. Barrages. Régularisation des cours d'eau.

106-134. L'installation d'adduction d'eau de la Fish River (Nouvelles Galles du Sud) (The Fish river water-supply development). JAMIESON (L. N.), CANTWELL (B. L.); *J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (juin 1958), vol. 30, n° 6, p. 159-168, 16 fig. — Description des travaux d'extension comprenant notamment la surélévation du barrage à contreforts d'Oberon dont la hauteur sera portée à 33 m. — E. 54352. CDU 628.1 : 627.8 : 69.059.5.

107-134. Installations de Miranda (Portugal). — (Escalao de Miranda). — *Hidro-Elétrica do Douro*, Porto, Portug. (mai 1958), 1 broch., 37 p., nombr. fig. — Description du barrage à contreforts et des installations réalisées à Miranda dans le cadre de l'aménagement du cours international du Douro. — Caractéristiques principales de l'aménagement : barrage et évacuateur de crues, centrale souterraine, galeries. — E. 53776. CDU 627.8 : 621.311.21 : 624.19.

108-134 Installations de Picote (Portugal). — (Escalao de Picote). — *Hidro-Elétrica do Douro*, Porto, Portug. (1958), 1 broch., 48 p., nombr. fig. — Aménagement du cours international du Douro (Portugal). — Barrage-voûte, déversoir. Schéma statique de l'ouvrage,

essais sur modèle réduit, observation du barrage, centrale souterraine, galeries. — E. 53777. CDU 627.8 : 621.311.21 : 624.19.

Fid VOIES DE COMMUNICATION Fid ja Routes.

109-134. Emploi de la pierre naturelle pour les revêtements routiers (Der Naturstein im Strassenbau). RENFERT (B.); *Strassen-Tiefbau All.* (juin 1958), n° 6, p. 332, 334, 336-339, 10 fig. — Aperçu sur les travaux de recherches et les domaines d'application. — E. 53818. CDU 625.82.

110-134. Étude des revêtements en béton à armature continue (Continuously reinforced concrete pavement) WOOLLEY (W. R.); SCHIFFMAN (R. L.), TAYLOR (I. J.), ENEY (W. J.); *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (Publ. n° 548), U.S.A. (1958), *Highw. Res. Board Bull.* n° 481, 20 p., 17 fig., 15 réf. bibl. — Méthodes d'investigation, et constatations faites sur la tenue de revêtements mis en place depuis neuf ans; conséquences relatives à l'étude des armatures. — E. 54005. CDU 625.84 : 693.554.

111-134. Études sur les revêtements routiers souples, en particulier sur les méthodes employées en Georgie pour le calcul et l'exécution de ces revêtements (Flexible pavement studies and Georgia design practice). *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (Publ. n° 537), U.S.A. (1958), *Highw. Res. Board Bull.* n° 477, 54 p., 43 fig., 11 réf. bibl. — La brochure contient le texte de trois communications sur les revêtements souples présentées au 36^e Congrès annuel du Highway Research Board des U.S.A. — Le premier expose les recherches faites dans l'Etat de Maryland sur le comportement sous les charges de revêtements routiers conçus pour avoir une certaine souplesse. — Le deuxième indique les procédés habituellement employés en Georgie pour le calcul et l'exécution des revêtements souples. — Le troisième est consacré à l'essai routier mis au point par la Western Association of State Highway Officials (essai Washo). — E. 53831. CDU 625.85 : 624.04/43 : 69.001.5.

112-134. Les couches de base. Amélioration et stabilisation des matériaux utilisés dans ce but. CENTREY (M.); *Construction*, Fr. (juin 1958), t. 13, n° 6, p. 161-169, 19 fig., 11 réf. bibl. — Exposé du problème de choix du matériau à utiliser en couche de base, des moyens à mettre en œuvre pour améliorer les matériaux qui ne conviennent pas, de la place à accorder aux méthodes de stabilisation. — Distribution des contraintes; méthodes d'amélioration et de stabilisation des matériaux pour couches de base; principales méthodes de stabilisation chimique des sols. — E. 53820. CDU 625.73 : 625.8.07/6 : 624.138.

113-134. Mise au point d'un nouveau traitement antidérapant pour la surface des routes (Development of new non-skid road surface treatment). *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council.* (Publ. n° 601), U.S.A. (1958), *Highw. Res. Board Bull.* n° 184, 16 p., 24 fig., 1 réf. bibl. — Deux mémoires traitent de la mise au point de surfaces antidérapantes à base de résines. — E. 54018. CDU 620.191 : 625.7.

Fid 1 Ouvrages pour la navigation.

114-134. Une nouvelle écluse à Antioing sur le Haut-Escaut. DEBROCK (N.), DELAHOUTRE (G.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (avr. 1957), n° 2, p. 51-72, 21 fig., 1 fig. h.-t., 3 réf. bibl. — Description de cette écluse de 85 m de longueur aménagée pour bateaux de 1 350 t. — Têtes d'amont et d'aval en béton armé. — E. 53515. CDU 626.4 : 624.012.45.

115-134. Le problème du rachat des grandes chutes. Quelques aspects du choix entre divers types de solutions. ZINEVICH (D.); *Bull. Ass. Internation. Perman. Congrès Navigat.*, Belg. (1957), vol. 2, n° 46, p. 95-115, 9 fig. — Étude des projets de construction d'ascenseurs à bateaux en U. R. S. S. — E. 53416. CDU 626.5 : 627.8 : 621.311 (47).

116-134. Vannes de type nouveau et configuration moderne du barrage et de l'écluse du bief de Poppenweiler sur le Neckar (Neuartige Verschlüsse und Formgebungen an Wehr und Schleuse der Neckarstaustufe Poppenweiler). LINDER (R.); *Bauingenieur.*, All. (juin 1958), n° 6, p. 226-233, 13 fig., 3 réf. bibl. — Description détaillée de ces installations de régularisation du cours d'eau situées à une quinzaine de kilomètres de Stuttgart. — E. 53229. CDU 627.4 : 626.4 : 621.646.2.

117-134. Construction de quais dans les fleuves à fort courant. Exemple du port de Matadi (Congo-Belge). HERSENT (C.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1958), n° 130, (Travaux publics : 52), p. 1123-1136, 13 fig. — Pour la construction des quais du port de Matadi, qui est essentiellement fluvial et subit les crues de 8 m du Congo, la solution choisie a été le type à chaise en blocs de 100 t de béton cyclopéen. L'assise du quai a été préparée par un décroçage au moyen d'un ponton à quatre béquilles insensible au courant et de sondeuses rotatives à couronnes en diamant. Le chargement des mines à 25 m de profondeur a été fait directement à travers les tubes de la sondeuse. Le dragage a été effectué au moyen d'une drague à godets et le réglage de l'assise par des scaphandriers. La mise en place des blocs a été assurée par une mâture de 100 t stabilisée par des caissons. — E. 55352. CDU 627.33/1 : 624.157.2 : 627.74.

Fid p Voies aériennes.

118-134. Allongement de la piste en béton de l'aéroport de Coitrin. — *La Route en béton*, Suisse (avr. 1958), n° 36, 4 p., 9 fig. — Bref exposé des travaux réalisés pour renforcer la piste et l'allonger de 2 000 m à 3 800 m. — Organisation du chantier, installations et machines, mise en place du béton. — E. 53769. CDU 629.139.1 : 625.84 : 69.059.32/5.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif m Ponts.

119-134. Théorie et calcul des ponts métalliques (Theorie und Berechnung der Stahlbrücken). HAWRANEK (A.), STEINHARDT (O.); Édité : *Springer Verlag*, All. (1958), 1 vol. xii + 426 p., 269 fig. — Voir analyse détaillée B. 2540 au chapitre II « Bibliographie ». — 0. 35.58. CDU 624.21.014.2 : 624.04 (03).

120-134. Reconstruction du pont de Chazey, sur la rivière d'Ain. COURBON (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1958), n° 129 (Béton précontraint : 28), p. 977-998, 111 fig. — Le pont de Chazey est à trois travées symétriques de 41,2 m, 57,6 m et 41,2 m de portée et de hauteur variable. Le tablier est encastré sur les piles et repose sur les culées par des pendules en béton fretté, mais il est muni d'une articulation dans la travée centrale. — Le pont a été construit en encorbellements successifs à partir de chaque pile et sans cintre, sauf au voisinage des culées. Les piles sont en béton armé d'acier TOR et les culées comportent des murs de front et en retour supportant une couverture en béton armé; les fondations sont en pieux Soléanche forés. — Les poutres sont précontraintes longitudinalement par câbles à sept torons de sept fils qui sont mis en tension successivement après durcissement

de chaque tronçon des poutres. — E. 55075.
CDU 624.27.012.46 : 624.075/78 : 624.21.05.

121-134. Le pont de Pelham, à Lincoln (Grande-Bretagne) (Pelham bridge, Lincoln). *Engineering*, G.-B. (27 juin 1958), vol. 185, n° 4 816, p. 813-815, 10 fig. — Description de ce pont-route à tracé courbe remplaçant un passage à niveau. La longueur du pont et des accès est de 396 m. Superstructure de construction mixte : tablier en béton armé, avec trottoirs en encorbellement, lié par goujons à huit poutres métalliques entretoisées, sur quatre travées continues soudées. Piles en béton armé. — E. 53844.
CDU 624.7.016/014.25.

122-134. Étude d'un pont-route en béton précontraint sur la rivière Murray à Albury (Nouvelles Galles du Sud) (Design of a prestressed concrete highway bridge over the Murray river at Albury, N. S. W.). *FRIED (A.) ; J. Instn Engrs Austral.*, Austral. (avr.-mai 1958), vol. 30, n° 4-5, p. 137-143, 15 fig. — Examen de ce projet de pont à poutres en béton précontraint à trois travées de 30,4 m de

longueur. Piles et culées fondées sur pieux en béton armé. — E. 53990.
CDU 624.27.012.46 : 624.155 : 624.21.01.

123-134. Transformation du pont Jacques Cartier à Montréal (Canada). *Acier*, Fr. (mai 1958), n° 5, p. 211-215, 9 fig. — Travaux nécessités par le relèvement de la travée franchissant un canal maritime en cours de creusement, et par le remaniement de quatorze travées du viaduc d'accès sur une longueur totale de 739 m. Les travaux commencés en été 1956, seront terminés fin octobre 1958. — Étude de la mise en œuvre des vérins de levage. — E. 53110.
CDU 624.21.059.25/5 : 624.28.014.2.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations.
Comportement des ouvrages.
Déplacement des ouvrages.

124-134. Emploi de produits bitumeux pour la remise en état des revêtements des

autoroutes allemandes (Die Instandsetzung der Fahrbahndecken auf den Bundesautobahnen mit bituminösen Bauweisen). *SCHNABEL (H.) ; Strasse-Autobahn*, All. (juin 1958), n° 6, p. 205-209, 8 fig., 8 réf. bibl. — Exposé sur les procédés actuellement utilisés pour la réfection de différents types de couches de base et de revêtements. — E. 53655. CDU 625.75 : 69.059.25.

Fod Modifications. Démolitions.

Désordres.

125-134. Diminution de la force portante d'un pont par suite de défauts de la couche d'étanchéité (Schädigung der Tragkraft einer Brücke durch Versagen der Sperrschicht). *MAY (O. E.) ; RIEDEL (W.) ; Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1957), n° 8 : *Strassentech.*, p. 85-89, 16 fig., 1 réf. bibl. — Il s'agit d'un pont à poutres avec dalles de tablier en béton armé et poutres principales continues soudées d'une longueur de 300 m. — E. 50456.
CDU 69.059.2 : 624.27.016 : 699.82.

II. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e

B-2528. Techniques de l'Ingénieur. Mise à jour périodique. — *Techniques de l'Ingénieur*, 21, rue Cassette, Paris, 6^e, Fr. (août 1958), n° 6, Électronique : 5, 74 p., fig. — S. ALBACLI : Bruits de fond. — M. PONTE, J. ORTUSI : Émission électronique. — P. HERRENG : Mesures en fréquences musicales et en haute fréquence. — M. SOUTIF : Mesures en hyperfréquences. — R. VILLEM, G. de CHAMPS : Récepteurs radioléctriques. — E. 54753.

B-2529. Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale : t. II : Constructions hyperstatiques. GUYON (Y.) ; Édit. : Eyrolles, 61 Bd. Saint-Germain, Paris, V^e, Fr. (1958), 1 vol. (17 × 25 cm), 818 p., nombr. fig., F 9820. — (En vente à la : *Documentation technique du Bâtiment et des Travaux publics*, 6, rue Paul-Valéry, Paris, 16^e, Fr.). — Ce deuxième tome est consacré à l'étude de certains systèmes hyperstatiques en béton précontraint, à savoir les poutres et assemblages de poutres (portiques et cadres), et certains types de dalles. — Dans la quatrième partie faisant suite aux trois premières parties du tome précédent, l'auteur étudie les systèmes hyperstatiques dans la phase élastique : problèmes généraux posés par l'hyperstaticité ; tracés des câbles concordants dans des cas simples ; formules usuelles applicables aux poutres continues ; câbles chapeaux ; analogies avec les goussets ; grandes constructions continues à câbles non uniformes ; arcs et portiques ; ossatures à cadres ; joints provisoires, réglages ; comparaisons économiques. Cette partie où l'on tire simplement les conséquences des hypothèses faites est obligatoirement théorique. — La suivante, ayant pour objet la phase limite, ne peut au contraire être basée que sur des résultats expérimentaux, encore partiels, reliés par des raisonnements,

et pour lesquels on indique un programme de recherches complémentaires. — La cinquième partie : « Essais sur des systèmes élastiques ; adaptation ; rupture », comporte neuf chapitres consacrés aux problèmes suivants : valeurs des moments résistants d'une section ; essai d'un portique multiple ; méthode de calcul à la rupture par les enveloppes des moments résistants ; essai de quatre poutres continues ; méthodes de calcul à la rupture par les courbes de pression ; essai d'une poutre continue à trois travées ; rupture par effort tranchant ; essais de poutres et systèmes divers ; essais sur des dalles continues et méthodes de calcul s'en déduisant ; essais de dalles diverses ; loi moment-courbure, rotations plastiques, limitations des adaptations ; calcul à la rupture. — 0.58.58.

B-2530. Comment construire au Sahara. — *Centre scientifique et technique du Bâtiment (C. S. T. B.)*, 4, av. du Recteur-Poincaré, Paris 16^e, Fr. (juil. 1958), 1 fasc. (21 × 29,5 cm), 83 p., nombr. fig., 1 fig. h.-t. — Compte rendu détaillé d'une étude entreprise par le C. S. T. B., à la demande de la Direction des Travaux publics de l'Algérie, sur les conditions auxquelles doivent répondre les constructions destinées aux pays sahariens. — Le chapitre premier traite des données naturelles spécifiques : climat, faune nuisible, types de sols. — Le chapitre II étudie les exigences fonctionnelles et les problèmes de confort, notamment l'isolation thermique. — Le chapitre III analyse les dispositions de construction permettant d'obtenir les niveaux de confort souhaités. Une place importante est faite à l'étude des pare-soleil (réflectance, substance, forme), et à celle de l'influence de l'orientation et de la forme des bâtiments. — Les chapitres IV et V traitent des données économiques spécifiques (matériaux,

transports, énergie, main-d'œuvre). — Le chapitre VI est consacré à l'étude des différents partis architecturaux possibles, suivant qu'il s'agit de logements individuels ou collectifs, non conditionnés, à conditionnement partiel ou total. — E. 54689.

B-2531. Manuel du bitume à l'usage des techniciens de la route. LÉRY (G.) ; Édit. : *Asphalt Institute*, Building University of Maryland, College Park, MD., U. S. A. (1958), 1 vol. (13,5 × 18,5 cm), 309 p., nombr. fig. — (En vente à : *Technique et Documentation*, 11, rue Lavoisier, Paris, 8^e). — L'ouvrage constitue la traduction française de la dernière édition américaine publiée par l'Asphalt Institute de l'Université de Maryland. — Généralités sur les utilisations du bitume ; terminologie ; essais, spécifications pour matériaux routiers ; équipements de chantier ; mélanges préparés au poste d'enrobage. — Prescriptions concernant les enduits et revêtements à base de bitume. Fondations diverses. Étude des revêtements à base de bitume pour routes et aérodromes. Entretien et resurfaçage. Mastic pour joints et formes en sable. Revêtements bitumeux sur les tabliers de ponts. Construction de voies pour tramways et chemins de fer. Revêtements bitumeux pour aires de stationnement et sols d'entrepôts. Trottoirs et terrains de jeux. Lutte contre l'érosion ; revêtements de canaux et réservoirs ; jetées. Tables utiles. — O. 41.58.

B-2532. Le béton précontraint. Théorie et calcul (Prestressed concrete. Theory and design). EVANS (R. H.), BENNETT (E. W.) ; Édit. : *Chapman and Hall Ltd*, 37, Essex Street, Londres W.C. 2, G.-B. (1958), 1 vol. (16 × 25,5 cm), xv + 294 p., nombr. fig.,

1 pl. h.-t., nombr. réf. bibl., 60 s. — En ajoutant le présent ouvrage à la liste, qui s'allonge constamment, de ceux déjà publiés sur le même sujet, les auteurs se sont proposés de répondre aux besoins de deux catégories de lecteurs, à savoir aux élèves des grandes écoles préparant des examens et aux techniciens de la profession. — L'ouvrage constitue en effet un cours exposant les notions fondamentales de la théorie du béton précontraint, et un aide-mémoire à l'usage des techniciens des bureaux d'études. — La première partie expose les principes de base applicables à tous les types de constructions en béton précontraint. La deuxième partie traite du calcul des poutres simplement appuyées. Les auteurs se sont efforcés de combler la lacune existant entre les principes et la pratique, en montrant comment la théorie peut servir de base aux méthodes susceptibles d'être utilisées au bureau d'études. Il est fait le plus large emploi possible des formules générales, tables et graphiques. La troisième partie constitue une introduction à l'étude de quelques types plus spécialisés de constructions : constructions composites de béton précontraint et de béton coulé sur place; pylônes; pieux; chaussées et pistes d'aérodromes; traverses de chemin de fer; fondations et reprises en sous-œuvre; revêtements de tunnels; canalisations; réservoirs; barrages; dômes sphériques; voiles cylindriques. — O. 48.58.

B-2533. **Le béton précontraint** (Prestressed concrete). MORICE (P. B.), COOLEY (E. H.); Edit.: *Sir Isaac Pitman and Sons Ltd*, Pitman House, Parker Street, Kingsway, Londres W.C. 2., G.-B. (1958), 1^{re} édit., 1 vol. (14,5 × 22 cm), viii + 394 p., nombr. fig., réf. bibl., 57 s. 6d. — Le présent ouvrage ne prétend pas être un traité complet; néanmoins les auteurs se sont efforcés d'y rassembler les données les plus importantes concernant la conception, le calcul, et les procédés de construction des ouvrages en béton précontraint les plus souvent réalisés. Ce livre s'adresse à des lecteurs familiarisés avec la théorie élastique des structures. Il examine successivement les problèmes ci-après : caractéristiques des matériaux; théorie des poutres isostatiques, poutres continues précontraintes et portiques; réservoirs et conduites; calcul des tabliers de ponts; déformation du béton précontraint et mode de transmission des sollicitations; surcharges, résistance maximum et précontrainte partielle; équipements de précontrainte; étude des procédés Lee-McCall, Freyssinet, Magnel-Blaton, Gifford-Udall et des autres procédés. Frottement; contraintes dans les ancrages. Considérations relatives à la conception et au calcul des ouvrages. Description de réalisations : ponts, bâtiments, routes, pistes d'aérodromes, constructions diverses. La sécurité du béton précontraint. — O. 46.58.

B-2534. **La théorie des proportions en architecture** (The theory of proportion in architecture). SCHOLFIELD (P. H.); Edit.: *University Press*, Cambridge, G.-B. (1958), 1 vol. (19 × 25,5 cm), xi + 156 p., nombr. fig., 30 s. — Après un rappel des bases mathématiques des proportions, l'auteur analyse les conceptions de Vitruve, puis passe en revue les théories, notamment celles de Leonard de Vinci, qui ont été développées pendant la Renaissance. — Il aborde ensuite l'étude des théories du dix-neuvième siècle, inspirées en grande partie du Moyen-âge et de la Grèce antique. — Une place importante est faite à l'étude du « nombre d'or » et à l'évolution de sa conception pendant la Renaissance et au cours du dix-neuvième siècle. La dernière partie de l'ouvrage est consacrée aux systèmes récents, et notamment au « Modulor » de Le Corbusier. — Importante bibliographie. — O. 45.58.

B-2535. **Caractéristiques et domaines d'emploi des matières plastiques** (Engineering

properties and applications of plastics). KINNEY (G. F.); Edit.: *John Wiley and Sons Inc.*, 440 Fourth Av., New York 16, N. Y., U.S.A. (1957), 1 vol. (15 × 23,5 cm), vii + 278 p., nombr. fig., \$ 6.75. — L'ouvrage est destiné aux techniciens qui emploient les matières plastiques dans leur profession, et, d'une façon plus générale, à tous ceux qui ont besoin d'une documentation générale sur ces matériaux. Les différentes matières plastiques sont examinées successivement, par ordre de complexité croissante. L'ouvrage traite de façon détaillée des procédés de fabrication, et étudie les propriétés mécaniques, électriques, optiques et thermiques de ces matériaux. Il rappelle également l'ensemble des notions fondamentales de la chimie des plastiques. — O. 31.58.

B-2536 **Hygiène publique et assainissement**. (Environmental sanitation). SALVATO (J. A. jr); Edit.: *John Wiley and Sons, Inc.*, 440 Fourth Av., New York 16, N. Y., U.S.A. (1958), 1 vol. (15,5 × 24,5 cm), xiii + 660 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., \$ 12. — Ouvrage essentiellement pratique abondamment illustré, traitant en détail des problèmes de l'hygiène publique et de l'assainissement sous tous leurs aspects, plus spécialement pour les petites agglomérations ou communautés groupant entre mille et cinq mille habitants. — Généralités sur les maladies contagieuses; problèmes des adductions d'eau et de la protection de l'eau. Description des installations d'évacuation et de traitement des eaux usées. Ramassage et évacuation des ordures. Hygiène des piscines : conception, choix de l'emplacement, dimensions, circulation de l'eau, désinfection, clarification. Entreposage, transport et contrôle de la qualité des produits alimentaires. Lutte contre les insectes, les rongeurs, les plantes nuisibles. Hygiène du logement, installations sanitaires, plomberie, ventilation. Problèmes d'assainissement liés au développement de la construction dans les localités de banlieue et dans les régions rurales. — O. 49.58.

B-2537. **Bâtiments pour la recherche** (Buildings for research). Edit.: *D. W. Dodge Corporation*, 119 West 40th Street, New York 18, N. Y., U.S.A. (1958), 1 vol. (22,5 × 30 cm), 224 p., 500 fig., \$ 9.50. — Ouvrage collectif exposant les problèmes posés pour la réalisation des bâtiments destinés à des laboratoires et les solutions qui leur ont été données au cours de ces dernières années. — Après un chapitre consacré aux caractéristiques générales des laboratoires, les trois grandes divisions de l'ouvrage examinent les laboratoires nucléaires, les laboratoires industriels, et les laboratoires universitaires et militaires. Elles comprennent, outre l'étude des caractéristiques de ces laboratoires, la description de quarante quatre réalisations américaines récentes. — O. 52.58.

B-2538. **Les glissements de terrain et les moyens pratiques de les prévenir** (Landslides and engineering practice). Edit.: *National Academy of Sciences, National Research Council (publ. 544)*, Highway Research Board, 2101 Constitution Av. Washington 25 DC, U.S.A. (1958), *Highw. Res. Board*, Spec. Rep. 29, 1 vol. (17 × 24,5 cm), xxi + 232 p., nombr. fig., 1 pl. h.-t., nombr. réf. bibl. \$ 6. — Le présent ouvrage composé dans un but pratique est divisé en deux parties. — Dans la première partie, qui fournit une documentation détaillée sur de nombreux glissements de terrain survenus aux États-Unis sont étudiés successivement les aspects économiques et juridiques des glissements de terrain, la classification des divers types de glissements de terrain, les méthodes de reconnaissance et d'identification, l'interprétation de la photographie aérienne, les recherches en campagne et en laboratoire. — La deuxième partie décrit les différentes méthodes de

prévention des glissements de terrain ainsi que les mesures correctives, et présente un exposé des mesures et des calculs de contrôle de la stabilité des terrains. — O. 43.58.

B-2539. **L'emploi des coffrages glissants** (Das Arbeiten mit Gleitschalungen). BÖHM (F.); Edit.: *Wilhelm Ernst und Sohn*, Hohenzollerndamm 169, Berlin-Wilmersdorf, All. (1958), 3^e édit., 1 vol. (21 × 15 cm), xi + 147 p., 204 fig., DM. 21. — Ouvrage pratique exposant les méthodes et décrivant les matériels utilisés, notamment pour la construction des silos. — Après avoir rappelé les méthodes générales de construction des parois en béton, l'auteur décrit l'emploi des coffrages glissants d'après un exemple, traitant du calcul des coffrages et de l'exécution du travail sur le chantier. Il examine ensuite d'une façon plus détaillée l'emploi des coffrages glissants pour la construction de silos circulaires d'un diamètre n'excédant pas 15 m, et pour ceux d'un diamètre supérieur à 15 m. De nombreuses figures facilitent l'intelligence du texte. — O. 36.58.

B-2540. **Théorie et calcul des ponts métalliques** (Theorie und Berechnung der Stahlbrücken). HAWRANEK (A.), STEINHARDT (O.); Edit.: *Springer Verlag*, Reichpietschufer 20, Berlin W. 35, All. (1958), 1 vol. (17 × 25 cm), xii + 426 p., 269 fig., DM. 66. — L'ouvrage s'inspire largement des notes laissées par le professeur A. HAWRANEK et présente une étude détaillée tenant compte des plus récents perfectionnements apportés dans le domaine des ponts métalliques. — Le chapitre I expose les notions fondamentales de résistance des matériaux et de la théorie de l'élasticité. — Le chapitre II est consacré à la théorie des dalles isotropes et orthotropes. — Le chapitre III donne une étude détaillée des grils de poutres et des procédés de calcul mis au point par différents techniciens. — Le chapitre IV étudie les problèmes de stabilité : flambement de barres, voilement de plaques. — Le chapitre V décrit les divers types de tabliers : tabliers métalliques légers (dalles orthotropes), tabliers en béton. — Les chapitres VI et VII sont consacrés respectivement au calcul des ponts à poutres pleines et des ponts à poutres en treillis. — Le chapitre VIII traite des ponts en arc. — Le chapitre IX comprend une étude détaillée des ponts suspendus et un exemple de calcul illustrant l'exposé théorique. — Le chapitre X est réservé aux ponts à poutres mixtes acier-béton. — Importante bibliographie. — O. 35.58.

B-2541. **L'habitation en Scandinavie** (Wohnen in Skandinavien). ANDRESEN (Th.); JORDAN (B.); Edit.: *Julius Hoffmann Verlag*, Leuschnerstrasse 44, Stuttgart W., All. (1958), 1 vol. (23,5 × 29,5 cm), 120 p., 309 fig., DM. 34. — Reportage richement illustré, avec légendes en allemand, en anglais et en français, sur les réalisations danoises, norvégiennes, suédoises et finlandaises dans les domaines de l'habitation, du mobilier et de l'art décoratif. — O. 47.58.

B-2542. **Contribution à l'étude de l'eau. Annuaire pour la chimie des eaux et la technique de l'épuration** (Vom Wasser. Ein Jahrbuch für Wasserchemie und Wasserreinigungstechnik). Edit.: *Verlag Chemie GmbH*, Pappelallee 3, Weinheim/Bergstrasse, All. (1957), vol. 24 (15,5 × 23 cm), 367 p., 184 fig. nombr. réf. bibl., DM. 35. — Texte de vingt et une communications. Étude du régime des eaux dans la région comprise entre le massif du Harz et la lande de Lüneburg. L'alimentation en eau de la ville de Rotterdam. Quatre années d'expériences avec le dioxyde de chlore. Phénomènes de corrosion dans les canalisations d'eau potable. Déferrisation par filtration rapide. Étude économique de la filtration rapide. Adsorption de l'acide carbonique par l'oxyde de fer hydraté. Mesure des radioéléments dans l'eau. Nouvelles méthodes de recherches sur l'eau. — Caractéristiques des détergents;

comportement de certains détergents vis-à-vis de la méthode du bleu de méthylène; formation de mousse par les détergents dans une rivière canalisée. Étude des réactions chimiques dans les eaux. Ecologie de quelques ciliates. Qualité de l'eau d'une rivière canalisée polluée par les eaux usées. Les phénols et autres corps similaires. Influence d'une alcalinité élevée sur les propriétés et le comportement des eaux usées urbaines lors de leur épuration. Problèmes des eaux usées urbaines lors de leur épuration. Problèmes des eaux usées d'une entreprise sidérurgique. Protection chimique et physique contre la rouille dans les chauffe-eau. Constata-tions faites sur l'emploi avec des installations de séparations de la silice d'après le procédé de Bitterfeld. Théorie et pratique de la désacidifi-cation au moyen des filtres Magno à grains fins. — O. 37.58.

B-2543. **Manuel de technologie du bois**. t. 2 (Holztechnologisches Handbuch). VORREITER (L.); Édité : *Verlag Georg Fromm et Co*, Spengergasse 39, Vienne V., Autr. (1958), 1 vol. (16 × 23 cm), xii + 646 p., 422 fig., \$ 15.50 — Le premier tome de cette importante synthèse des connaissances actuelles sur le bois, paru il y a près de dix ans, était consacré aux connais-sances générales sur le bois, à sa protection et aux procédés d'amélioration de ses propriétés hygrométriques et physico-mécaniques. — Dans ce second volume l'auteur aborde les sujets suivants : le système bois-chaleur-eau; le séchage du bois (séchage naturel, différents procédés de séchage artificiel); l'étuvage du bois et son traitement à l'eau bouillante; le formage du bois sans formation de copeaux (compression, cintrage, formage à la presse de dlacages et de bois stratifiés). — 0.42.58.

B-2544. **Communications présentées au Congrès du Béton organisé par le Deutscher-Beton-Verein, Berlin 24 et 25 sep. 1957** (Vor-träge auf dem Betontag am 24 und 25 sep. 1957 in Berlin). Édité : *Deutscher Beton-Verein*, E. V., Bahnhofstrasse 61, Wiesbaden, All. (1957), 1 vol. (14,5 × 21 cm), 398 p., nombr. fig., réf. bibl. — Compte rendu du Congrès avec texte des communications. — F. W. KRAEMER : La conception actuelle de l'utili-sation des espaces et son influence sur la con-struction moderne. — R. SCHWEDLER : Les ouvrages de génie civil dans le cadre de la reconstruction de Berlin. — W. NAKONZ : L'évolution de la construction en béton armé en Allemagne au cours des dix dernières années. — C. SANTO : L'immeuble de grande hauteur de la Badische Anilin-und Sodofabrik à Ludwigshafen. — W. ZERNA : Piste d'essais en béton précontraint pour les usines Volkswagen. — L. LENK : L'aménagement du réservoir de Wadi-Tharthar, et la construction de barrages sur le Tigre à Samarra (Irak). — U. FINSTER-WALDER : Formes et conception des routes surélevées modernes. — H. MEYER-HEINRICH : La construction du barrage et de la centrale hydroélectrique de Sariyar, en Turquie. — H. RÜSCH : La méthode la plus appropriée de contrôle de la qualité des matériaux et son influence sur le coût de la construction. — B. HAMPE : Avaries causées aux bétons par les variations de température et moyens de pré-vention. — K. WALZ : Modifications apportées aux règlements techniques allemands sur le béton. — E. AMBACH : La construction du réacteur expérimental à Garching. — O. 40.58.

B-2545. **Abaques pour l'étude et l'aménage-ment des installations hydrauliques** (Hilfstafeln

zur Bearbeitung von Wasserbaulichen und wasserwirtschaftlichen Entwürfen und Anla-gen). PRESS (H.); Édité : *Verlag Paul Parey*, Lindenstrasse 44/47, Berlin S. W. 61, All. (1958), 7^e éditn, 1 vol. (29,5 × 41,5 cm), 68 p., 49 fig., DM. 51. — Recueil comprenant trente-neuf abaques et un tableau de carac-téristiques, explicités et relatifs aux études nécessaires dans les différents domaines de l'hydraulique appliquée. Détermination du diamètre des canalisations de toutes natures et de tous types d'installations; débit des canaux et des conduites circulaires et ovoïdes; frottement dans les canalisations; pertes de charge; écoulement dans les canalisations et raccords de section variable; hydraulique des barrages. — Chaque abaque est accompagné d'un rappel des formules correspondantes de l'hydraulique, éventuellement de tableaux complémentaires, et d'un exemple d'utilisation. — O. 54.58.

B-2546. **Lexique français-néerlandais, et néer-landais-français de chauffage et climatisation** (Frans-nederlands Nederlands-Frans Woorden-loek van verwarming en klimaatreling). GRAVE (A. de), DE LEENHEER (A.), BONTRIDDER (A.); Édité : *Uitgeverij*, Ch. de Waterloo, Bruxelles, Belg. (1958), 1 vol. (21 × 26,5 cm), 76 p., F. 1 600. — En raison de l'évolution des tech-niques, et de la nécessité d'échanges d'informa-tions toujours plus nombreux entre techniciens de pays différents, le présent lexique comble une lacune existant dans le domaine du chauffage et de la climatisation, en ce qui concerne le français et le néerlandais, et à ce titre il est appelé à rendre de grands services à tous les techniciens — O. 55.58.

(Reproduction interdite.)

SUPPLÉMENT AUX

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

FÉVRIER 1959

Douzième Année, N° 134

*Série : VARIÉTÉS, ACTUALITÉS, INFORMATIONS (6)***ENQUÊTE SUR L'HABITAT EN ALGÉRIE**

ouverte à l'occasion des manifestations organisées en 1958-1959 par
L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS D'ALGÉRIE

I. T. E. B. A., Route des Quatre-Canons, Alger

les services de l'HABITAT de la Direction des Travaux Publics et des Transports

Délégation générale du Gouvernement en Algérie, Rue Berthezène, Alger

et la collaboration : des Architectes, Ingénieurs, Entrepreneurs, Fabricants de matériaux d'Alger



(Cliché de la Compagnie Aérienne de Photographie).

Alger. Vue générale aérienne.

I

Conférence prononcée le 16 octobre 1958, salle des Actes de l'Université d'Alger
SOUS LA PRÉSIDENCE DE **M. J. SAIGOT**, Directeur des Travaux Publics et des Transports

ÉVOLUTION DE L'HABITAT EN ALGÉRIE

par **M. R. MAYER**, Chef du service de l'Habitat

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS D'ALGÉRIE

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

C'est un engagement précis qu'a pris le général de Gaulle dans son discours de Constantine en parlant de loger dans les cinq années à venir 1 000 000 de personnes en Algérie, ce qui représente la construction d'environ 250 000 logements : 50 000 par an.

Le but de l'enquête qui commence aujourd'hui est de mettre tous ceux qui ont une responsabilité dans le domaine de l'habitat mieux à même de remplir le rôle qui leur est ainsi dévolu. Nous nous y attacherons par une série de conférences et de débats sur les différents aspects du problème.

L'exposé de M. Mayer va tout d'abord situer ce problème dans ses grandes lignes en retraçant l'évolution de la construction des logements au cours de ces dernières années et en donnant un aperçu des perspectives à venir.

Nous nous efforcerons ensuite de déterminer l'importance de l'aide financière que les constructeurs seront obligés de demander à l'État ou aux collectivités publiques, et l'incidence qu'aura cet effort de la collectivité sur l'ensemble de l'économie algérienne, par le jeu du réinvestissement des salaires dans les circuits économiques.

Nous aurons enfin à nous préoccuper de la définition technique des besoins, en confrontant les types de logement possibles avec les goûts et les désirs des différentes couches de la population. Une conférence sera donnée à ce sujet par un des maîtres-d'œuvre d'Oranie, dont l'expérience est grande dans ce domaine où il réalise des programmes d'importance.

Ayant ainsi défini l'ampleur du programme à réaliser et ses différentes formes, nous céderons la parole à ceux qui en seront chargés, c'est-à-dire essentiellement aux architectes, aux entrepreneurs et aux fournisseurs de matériaux.

Ce n'est un secret pour personne que le problème des matériaux est l'un des goulots d'étranglement auxquels se heurte l'effort de construction en Algérie. Une conférence, faite par un représentant de la profession, sera donc consacrée à la confrontation des moyens dont nous disposons avec les besoins à satisfaire.

Avec le représentant des entrepreneurs, nous étudierons la situation des entreprises et l'incidence des procédés de construction sur le problème de la formation professionnelle des ouvriers et des cadres, en recherchant comment parer à cette autre difficulté qui nous attend, la rareté de la main-d'œuvre qualifiée.

Avec les architectes enfin, nous aurons à discuter des solutions techniques susceptibles de répondre aux besoins définis, compte tenu des moyens recensés. A cet égard, nous aurons à envisager les problèmes aussi bien du point de vue de l'urbanisme que sous un angle plus spécifiquement architectural des constructions proprement dites.

Au terme de cette enquête, nous essaierons de tirer des conclusions d'ordre économique et technique afin d'être à même de tenir les promesses faites dans le discours de Constantine.

Avant de céder la parole à M. Mayer, je tiens à vous le présenter en quelques mots, bien que ce soit inutile pour beaucoup d'entre vous puisque ses fonctions de chef de service de l'Habitat à la Délégation Générale le mettent en rapport avec la plupart des architectes et organismes constructeurs. Je veux seulement souligner que M. Mayer a été amené à s'intéresser à ce vaste secteur par des préoccupations d'ordre économique et social qui ont toujours été siennes.

Aussi a-t-il mis dans ses nouvelles activités le meilleur de lui-même.

RÉSUMÉ

Le but de l'« Enquête de l'habitat en Algérie » est de mettre tous ceux qui ont une responsabilité dans le domaine de l'habitat mieux à même de remplir le rôle qui leur est ainsi dévolu.

Evolution de la construction en Algérie, perspectives d'avenir, importance de l'aide financière, incidences de l'effort sur l'économie, définition technique des besoins, confrontation des moyens avec les besoins à satisfaire, solutions constructives offertes par les architectes, entrepreneurs, fabricants de matériaux, tels sont les sujets qui seront traités par les conférenciers au cours d'un programme de huit conférences.

La première de ces conférences traite de l'évolution de l'habitat en Algérie. M. R. MAYER insiste sur le besoin

croissant de logement nécessité par l'accroissement démographique, la migration de la population vers les villes et la vétusté des logements existants. Le nombre de logements construits doit atteindre 250 000 en cinq ans, soit 50 000 de moyenne par an et croître pour atteindre 735 000 en dix ans.

D'un point de vue économique, il voit en plus, dans cette construction croissante de logements, une source de travail pour les travailleurs algériens.

Il évoque les différentes difficultés : défaut de main-d'œuvre qualifiée, insuffisance des matériaux de construction dont la production dépend de l'initiative privée, et inadéquation des méthodes financières traditionnelles.

Il conclut sur la nécessité impérieuse de réaliser néanmoins coûte que coûte ce programme.

EXPOSÉ DE M. MAYER

La causerie de ce soir aura nécessairement un caractère très général : il ne s'agit, à l'origine de ce cycle, que de poser les problèmes, — et je laisse aux conférenciers, plus compétents que moi, qui me succéderont, le soin de traiter certains aspects des questions que je vais sommairement évoquer ce soir dans leur ensemble : chacun d'eux braquera le projecteur sur une face particulière de ce tout extrêmement complexe que constitue le problème de la construction et du logement. Mon exposé sera donc très général ; je vais également m'efforcer d'être bref.

La première idée générale sur laquelle je voudrais insister — au risque de scandaliser certains d'entre vous... — est que le problème du logement est avant tout une affaire de quantité. A l'heure actuelle, il existe en effet un tel décalage entre les besoins et la production de logements que notre effort doit porter, avant tout, sur l'accroissement du nombre des chantiers ouverts chaque année.

Les besoins peuvent se chiffrer sommairement de la façon suivante :

L'accroissement démographique (l'Algérie compte 250 000 âmes de plus tous les ans) suffirait à nécessiter 50 000 logements nouveaux chaque année. Il faut ajouter à ce chiffre celui des logements rendus nécessaires par les migrations de population vers les agglomérations urbaines, — migrations que les événements ont quelque peu accélérées, mais qui vont se poursuivre en raison de l'industrialisation des grands centres. On doit compter enfin les logements destinés à renouveler le capital immobilier existant, qui est souvent d'une vétusté effrayante. Certaines « casbahs » n'ont rien à envier en effet du point de vue de l'insalubrité, à ces bidonvilles qui attirent peut-être davantage l'œil ; on se penche moins sur le problème qu'elles posent parce qu'elles présentent un certain caractère pittoresque, une certaine couleur locale, — mais ce problème est au moins aussi grave que celui des bidonvilles.

Au total, pour pouvoir satisfaire l'ensemble de ces besoins, il serait nécessaire, à l'heure actuelle, de construire environ 80 000 logements par an. Or, en 1958, on envisage de mettre en chantier à peu près 18 000 logements modernes auxquels il convient d'ajouter 10 000 logements sommaires construits, dans le cadre de l'habitat rural, par le Commissariat à la Reconstruction. De ce fait, un tiers des besoins environ seraient satisfaits. Les deux tiers restants représentent soit la construction spontanée (gourbis, bidonvilles, car il faut bien que les gens se logent quelque part), soit l'entassement par familles entières dans des logements surpeuplés.

Certes, la situation présentée d'une manière aussi schématique peut sembler accablante, mais, à la vérité, l'évolution de la construction est extrêmement favorable et nous permet d'entrevoir une solution.

Avant de vous citer quelques chiffres qui vous permettront de juger de cette évolution, je dois préciser tout d'abord que l'aide à la construction ne remonte qu'à 1949. Il s'agit donc là d'une mesure toute récente bien qu'elle soit antérieure d'une année au décret du 2 août 1950 qui a organisé l'aide à la construction en Métropole.

Nous bénéficions encore aujourd'hui de cette avance d'une année due à l'attention particulière que l'Assemblée Algérienne avait apportée aux problèmes de l'habitat, puisque les mesures récentes prises par le Ministère

SUMMARY

The purpose of the "Survey of the Housing Situation in Algeria" is to put all those having responsibilities in the housing field in a better position to fulfil the role which they have thus been assigned.

The evolution of building construction in Algeria, perspectives for the future, the amount of financial aid, the effect of this activity on the economy, a technical definition of needs, weighing the means against the needs to be satisfied, constructive solutions offered by architects, building contractors, manufacturers of materials—such are the subjects which will be taken up by the speakers in the course of a program of eight talks.

The first of these talks takes up the evolution of housing in Algeria. M. R. MAYER stresses the growing need for housing necessitated by the increase in population, the

migration of country dwellers to the cities, and the existing housing crumbling with age. The number of housing units constructed should reach 250 000 in five years, or an average of 50 000 per year and increase so as to reach 735 000 in ten years.

From the economic point of view, he sees in addition in such growing housing construction, a source of employment for Algerian workmen.

He points out the various difficulties such as a lack of skilled man-power, insufficiency of construction materials the production of which depends on private initiative, and unadaptation of traditional financial methods.

He ends by stressing the urgent necessity of still putting this program through at any cost.

de la Construction ont pour objet d'aligner pratiquement la législation métropolitaine d'aide à la construction sur la législation algérienne. Nous n'avons donc, dans ce domaine, rien à envier à la Métropole, ce serait même plutôt le contraire.

Les statistiques, pour autant qu'elles soient précises, font apparaître les chiffres suivants :

l'effort entrepris en 1949 ne s'est réellement fait sentir

qu'en 1954, avec	12 000 logements mis en chantier,		
en 1955, on comptait	13 000	—	—
en 1956,	16 000	—	—

En 1957, un palier s'est établi, on le retrouve d'ailleurs en Métropole et pour les mêmes raisons (crainte de l'inflation et restriction du crédit).



Maison-Carrée (Alger). H.L.M. Cité des Eucalyptus.

Mais, tout récemment, on a assisté à un redémarrage.

En 1958 je pense que seront mis en chantier 18 000 logements modernes au minimum grâce notamment aux 15 milliards d'investissements supplémentaires décidés par le gouvernement du général de Gaulle.

Toutefois, à partir de 1957, un fait nouveau est intervenu : le démarrage des habitations réalisées par le Commissariat à la Reconstruction dans le domaine rural :

en 1957	9 000 logements
en 1958, certainement plus de	12 000

Il s'agit là toutefois de logements à 200 000 F qu'on ne peut ajouter sans précautions pour nombre aux chiffres précédents.

Dans le domaine de l'habitat, on enregistre donc une évolution très favorable au cours des dernières années. Elle se traduit par un taux d'expansion bien irrégulier hélas, comme toujours en régime libéral, mais qui, en moyenne, atteint tout de même environ 10%.

En ce qui concerne l'avenir, l'évolution se présente sous des augures plus favorables encore puisque les « perspectives décennales » auxquelles M. le Directeur des Travaux Publics et des Transports faisait allusion tout à l'heure prévoient une expansion extraordinaire de la construction de logements en Algérie.

En effet, ce document économique prévoit la construction de 735 000 logements en dix ans, c'est-à-dire en moyenne 73 500 par an. Étant donné que nous construisons actuellement environ 25 000 logements, il apparaît nécessaire d'en réaliser en fin de période un nombre beaucoup plus important que le chiffre moyen indiqué, afin d'atteindre l'objectif fixé.

Nous ne pouvons pas en effet passer brutalement de 25 000 à 73 000 logements par an, cela ne peut se faire que par une progression continue, une sorte de progression géométrique qui conduit à doubler le nombre des logements mis en chantier d'ici 1962 et à le quadrupler d'ici 1967.

Mais nous n'en sommes plus seulement au stade des épures théoriques, du travail en cabinet de quelques économistes ou techniciens, nous en sommes au stade des promesses politiques, des engagements gouvernementaux puisque le programme de Constantine n'est rien d'autre dans ce domaine que l'engagement pris par le Gouvernement de financer les perspectives décennales, au moins pour une première période de cinq années.

Et je dois dissiper ici un malentendu : certains ont pensé que loger un million de personnes, c'est-à-dire construire 250 000 logements d'ici cinq ans, ne coïncidait pas avec les perspectives décennales car 250 000 ne correspond pas à la moitié de 735 000. Le raisonnement est trop simpliste. Nous commençons par construire 25 000 logements par an en début de période, pour arriver progressivement à un chiffre beaucoup plus important en fin de période. En fait la construction de 250 000 logements en cinq ans ou de 735 000 logements en dix ans, coïncide parfaitement, car pour atteindre chacun de ces objectifs il faut adopter le même taux de progression annuel de 18 à 20%. En résumé : il s'agit de doubler le rythme d'accroissement annuel de la construction des logements en Algérie dans les quatre prochaines années.

*
* * *



Oran. H.L.M. de la route d'Arcole.



Algier. Cité Diar-El-Mahcoul.

Connaissant les chiffres auxquels il nous faut aboutir, définissons maintenant ce que seront ces logements.

Tout d'abord, on ne fait pas de la construction dans l'absolu, en vertu de critères donnés *a priori*, mais on construit des logements pour y loger telle classe sociale de la population qui a un pouvoir d'achat déterminé. Or, ce pouvoir d'achat, compte tenu des conditions d'amortissement du prix d'un logement (conditions qui sont elles-mêmes déterminées d'après des critères d'ordre économique et financier), conduit à définir de manière quasi automatique le montant du « capital-logement ».

Je m'explique : on estime qu'en moyenne, compte tenu de son revenu actuel, le citoyen de ce pays peut consacrer entre 4 000 et 4 500 F par mois à son logement — il existe bien entendu tout un éventail s'étendant autour de ce chiffre, mais je parle actuellement du centre de gravité — et ces 4 000 ou 4 500 F, capitalisés suivant une durée d'amortissement de vingt ans, conduisent à construire des logements coûtant environ un million. On peut donc dire que, pour les années à venir, c'est le logement million qui représente le centre de gravité de la construction.

Si l'on s'en tenait uniquement au pouvoir d'achat, on aboutirait à des prix encore inférieurs puisqu'en Algérie le revenu par habitant est en moyenne le cinquième de ce qu'il est en Métropole. Ainsi donc, on pourrait penser qu'il faut construire des logements dont le prix équivaudrait au cinquième de la valeur moyenne des logements métropolitains.

Mais, il faut bien le dire, on arriverait ainsi à des réalisations assez atroces à force d'être économiques. Heureusement, l'habitant de ce pays est prêt à consacrer à son logement une part de son revenu très supérieure à celle que le métropolitain y consacre. En effet, il est courant de voir de modestes salariés accepter de prélever 15 à 20% de leurs salaires pour payer leurs logements. En conséquence, il sera donc possible de construire en Algérie des logements d'une valeur non pas égale au cinquième de celle des habitations métropolitaines, mais environ à la moitié.

Je dois rendre hommage, au passage, aux architectes algériens qui ont parfaitement compris ce problème et qui n'ont pas considéré comme au-dessous de leur talent de se pencher sur les logements économiques ou même très économiques.

Je me promenais, il y a quelque temps, en Seine-et-Oise en compagnie d'un fonctionnaire du Ministère de la Construction et d'un architecte et je visitais des cités de logements économiques, ces « Logecos » avec lesquels on est en train de déparer la Seine-et-Oise. Ce sont des espèces de caisses à savon rectangulaires avec des fenêtres les unes auprès des autres. J'ai demandé :

— Pourquoi est-ce aussi laid ?

Et j'ai obtenu cette réponse :

— Ah, mais, c'est du Logeco !

Effectivement, on a l'impression qu'en Métropole un grand maître de l'architecture se considère comme quelque peu déshonoré si on ne lui demande pas de faire au moins le projet d'un palais pour l'UNESCO ou d'une cathédrale !

Ici, ce n'est pas le cas, les plus connus parmi les architectes algériens se sont penchés sur le problème des logements économiques ou même très économiques et c'est ainsi que tout en coûtant moitié moins cher que les « Logecos » de Seine-et-Oise, les logements-million qui sont construits ici forment tout de même des ensembles architecturaux qui ne déparent nullement la Ville d'Alger.

Non seulement des architectes se sont penchés sur ce problème du logement très économique, mais aussi des techniciens, des maîtres d'ouvrage et tous ces hommes dont la bonne volonté s'est concrétisée l'hiver dernier par la création d'un groupe de travail qui a déposé un rapport extrêmement intéressant. Ce rapport, qui commence à paraître dans la revue de l'UNALBA de ce mois et va être publié par la Délégation Générale du Gouvernement sous forme d'un cahier de recommandations, expose comment il est possible de réaliser un « logement million » qui, en définitive, est parfaitement habitable.

Je n'insisterai pas davantage sur l'adaptation du logement à la catégorie sociale qui doit l'occuper car ce problème sera évoqué de façon beaucoup plus détaillée, et avec beaucoup plus de compétence que je ne saurais le faire, au cours d'une conférence que doit prononcer M. Padovani le mois prochain.

Mais l'aspect social du problème du logement n'est pas la seule considération à prendre en compte, peut-être pas même la principale si l'on songe à ses incidences économiques.

En effet, l'industrie du bâtiment doit jouer un rôle de tout premier plan dans l'expansion économique de l'Algérie. Tout d'abord, la masse des salaires distribués annuellement dans l'industrie du bâtiment qui est, à l'heure actuelle, de l'ordre de vingt-deux milliards doit, dans le cadre des perspectives décennales, atteindre plus de soixante milliards. Le nombre d'ouvriers employés dans le bâtiment et les travaux publics, actuellement de 102 000, passerait, toujours dans le cadre des mêmes perspectives, à 425 000. Autrement dit, en fin de période, un salarié sur trois serait employé par cette industrie.

Encore ne s'agit-il là que des effets directs des investissements, lesquels, dans le bâtiment, ont des effets secondaires extrêmement intéressants.



El Affroun. Cité musulmane.

En effet, lorsqu'on consacre un milliard à la recherche pétrolière par exemple (je ne veux pas dire par là qu'il ne faille pas en faire), on utilise cette somme à acheter du matériel aux Etats-Unis, de l'énergie à l'étranger, et à payer des salaires à des ouvriers spécialisés qui viennent généralement de l'extérieur. Au contraire, lorsqu'on investit un milliard dans l'industrie du bâtiment, on fait travailler toutes les industries annexes qui se trouvent aux alentours : peinture, plâtrerie, carrelage, menuiserie, même les épiciers et les agriculteurs qui fournissent en produits alimentaires les ouvriers qui travaillent sur les chantiers... Il se crée ce qu'on appelle une onde de développement autour de l'investissement. En termes d'économie on dit que le « multiplicateur local » le plus élevé est atteint par les investissements dans l'industrie du bâtiment, et c'est pourquoi, dans le cadre des perspectives décennales, une place de tout premier choix leur a été réservée.

Au fond, je viens simplement de développer l'adage bien connu : « Quand le bâtiment va, tout va ! »

Les relations entre l'industrialisation de l'Algérie et l'industrie du bâtiment ne se développent donc pas en sens unique.

En effet, la construction de logements ne va pas avoir simplement pour objet de loger dans les villes, à proximité de futures industries, mais aussi, inversement, de leur fournir des clients. Car, au stade actuel, en Algérie, seulement trois millions d'habitants environ sont inclus dans les circuits économiques modernes et représentent vraiment des clients pour les industries de transformation, alors qu'à l'issue des perspectives décennales, à peu près toute la population d'Algérie sera englobée dans ces circuits.



Alger. Groupe Hélène Boucher.



Maison-Carrée. Cité de la Montagne.

L'industrie du bâtiment, par l'élévation du niveau de vie à laquelle elle va aider, est, en quelque sorte, chargée de mettre en place les clients des industries de transformation et des industries chimiques, lesquelles, en fin de période, prennent le relais et deviennent le moteur principal du développement économique du pays.

En bref et si nous voulions résumer ces idées en un slogan, alors que les Russes ont donné à leurs plans quinquennaux celui de : « Priorité à l'industrie lourde », nous pourrions donner à nos perspectives décennales celui de : « Priorité au bâtiment ».

Vous voyez tout de suite, d'ailleurs, pourquoi nous pouvons nous dispenser de donner une priorité à l'industrie lourde — ce qui nous permet de passer immédiatement à un stade ultérieur, dont les effets sont plus sensibles sur l'élévation du niveau de vie. — C'est simplement parce que, cette infrastructure indispensable de l'industrie lourde, nous la possédons déjà, en l'espèce l'industrie métropolitaine, car nous n'opérons pas dans le cadre étroit d'un marché algérien autonome, mais bien dans le cadre d'une économie d'ensemble française.

* *

(M. Mayer interrompt son exposé pour permettre la projection d'un film documentaire réalisé par le service cinématographique de la Délégation Générale, et remercie ce service d'avoir bien voulu lui communiquer ce film qui va être projeté pour la première fois en public avant d'être utilisé par les circuits normaux de distribution).

* *

Une des premières idées qui viennent à l'esprit, lorsqu'on évoque une expansion aussi prodigieuse que celle qui conduit à un doublement tous les quatre ans environ, est celle des difficultés que l'on ne va pas manquer de rencontrer, et des goulots d'étranglement auxquels on va se heurter.

Ce sont tout d'abord : les études. A part la Ville d'Alger, qui est assez bien pourvue en architectes, les centres de l'intérieur n'en ont pas assez, — leur nombre a d'ailleurs diminué au cours des dernières années. (Un autre signe, assez inquiétant, est que la proportion de jeunes, parmi les architectes, est relativement faible.) On s'efforce donc, en ce moment, d'en attirer davantage : l'Ordre des Architectes s'en occupe activement. Nous essaierons de pallier cette pénurie de techniciens (qui s'étend également au niveau du projeteur, voire même du dessinateur) en favorisant la reprise pure et simple de projets existants, la reconduction de programmes, les opérations dans le genre de celles qu'a réalisées l'office départemental d'H.L.M. d'Oran par exemple; ou encore, les coopératives comme celle du colonel Sebbane qui, après quelques tâtonnements au début, où elles ont essayé



Téléférique Diar-El-Mahcoul.

différents types de logement, ont trouvé finalement la formule qui leur convenait : cette formule est alors reproduite, avec les adaptations nécessaires sur le terrain, selon des plans de masse différents, mais en reprenant toujours les mêmes blocs d'immeubles.

Le second goulot d'étranglement est celui des matériaux de construction, — et la difficulté est assez sérieuse, car la production de matériaux de construction dépend intégralement de l'initiative privée. Les industriels conservent leur libre arbitre : ils développeront leurs moyens de production ou ne les développeront pas suivant qu'ils croiront à la continuité de la politique gouvernementale ou qu'ils n'y croiront pas, et suivant, aussi, qu'ils y trouveront leur intérêt ; car il s'est produit quelquefois le réflexe inverse : on cherche alors au contraire à limiter la production totale en comptant sur les tensions qui en résultent pour faire monter les prix. C'est cette politique malthusienne qui a fait beaucoup de mal en France dans les dernières décades (mais qui semble à peu près abandonnée aujourd'hui), par laquelle on cherche à maximiser le produit, non pas en augmentant les quantités de matériaux vendus, mais en accentuant la différence qui sépare le prix de vente du prix de revient. On désigne cette méthode par euphémisme : « organiser la profession ».

Ce goulot d'étranglement est une difficulté tellement sérieuse qu'elle fera l'objet d'une conférence particulière et probablement d'un débat, car c'est certainement sur cette difficulté que nous avons les plus grandes chances de buter.

Bien entendu, il y a cependant des mesures à prendre par avance pour pallier ce manque de matériaux de construction :

Il s'agit tout d'abord des aides à l'industrialisation que l'on pratique actuellement. et certaines décisions ont été prises dès à présent. Les briquetiers d'Alger, notamment, ont déjà demandé l'aide nécessaire au développement de leur production.

Il s'agit, aussi, d'éviter dans la mesure du possible les transformations intermédiaires inutiles : on ne fait pas de la brique pour faire de la brique, mais pour l'utiliser à sa place dans l'ensemble de la construction. Eh bien, il est certain que pour tous les matériaux utilisés pour les parois, par exemple — brique, béton, etc... — la tendance doit être d'aller directement, depuis le matériau de base (caillou, ciment...) jusqu'au panneau ou à l'élément de panneau directement utilisable.

Et ceci rejoint les méthodes à employer pour faire face au troisième goulot d'étranglement auquel nous allons nécessairement nous heurter : celui de la mise en œuvre — celui des ouvriers qualifiés.

La mise en œuvre n'est pas tellement un problème de matériel pour les entreprises : le matériel, cela se commande et on l'obtient assez facilement. La vraie difficulté réside dans l'insuffisance du nombre des ouvriers qualifiés et des contremaîtres, que les entreprises, en ce moment, s'arrachent l'une à l'autre ; à tel point que les salaires des ouvriers spécialisés étaient plus élevés en Algérie qu'en Métropole.

Eh bien, là aussi, le remède consiste à transformer les moyens d'action et à introduire dans l'industrie du bâtiment les idées de Taylor qui ont absolument bouleversé les autres activités industrielles : lorsqu'on réussit à décomposer suffisamment le travail de chaque ouvrier, on arrive, en partant d'une chaîne de travailleurs sans grande qualification ou spécialisation, à élaborer finalement un matériau très complexe.

Je ne veux pas, là non plus, entrer dans le détail : tous ces procédés que l'on englobe sous le vocable d'« industrialisation du bâtiment » feront l'objet d'une causerie particulière. Mais je dois souligner que l'industrialisation du bâtiment n'est pas une mode, un snobisme : c'est une nécessité absolue si nous voulons atteindre les objectifs



Route de Blida à Chr  a (vue sur Blida).

fixés. Je dois souligner d'ailleurs que les plus avertis parmi les entrepreneurs algériens s'en sont parfaitement rendu compte, et d'intéressantes initiatives sont prises en ce moment même pour doter de véritables usines des villes d'Algérie comme Alger, Bône, Constantine ou Oran.

Il existe évidemment un autre goulot d'étranglement auquel tout le monde pense... c'est le manque d'argent. Comment financerons-nous un aussi vaste programme? C'est une question que nous laisserons à un confrencier plus compétent (M. Leroy, Chef du Service du Crédit à la Délégation Générale).

Je dois seulement souligner que ce problème, tout d'abord, se présente d'une façon plus simple en Algérie qu'en Métropole. Ceci parce que, comme je le disais déjà tout à l'heure, les habitants de ce pays sont beaucoup mieux préparés à payer leur logement que les métropolitains ne le sont en France où un demi-siècle de démagogie a laissé croire aux Français qu'un logement était quelque chose de gratuit. C'est gratuit, bien sûr, quand la collectivité le paie! Mais lorsqu'on ne peut plus faire appel à l'inflation, on cesse de construire!

La part que le Français consacrait à son logement atteignait en 1900 17 % de son revenu. Je cite les statistiques qui ont été fournies en juin dernier au congrès des H.L.M. de Lyon. En 1945, elle était de 1 %! A l'heure actuelle, elle est remontée à 3,5 ou 4 %. C'est-à-dire que le Français consacre à son logement la moitié de ce qu'il dépense en alcools et apéritifs...

Grâce au ciel, en Algérie nous n'en sommes pas là; et dans la population musulmane en particulier, on accepte de payer un prix normal pour devenir propriétaire ou locataire d'un logement décent. A niveau de vie égal, il n'est pas exagéré de dire que les habitants de ce pays accepteront de payer le double ou le triple de ce que l'on pourrait faire admettre à un métropolitain.



Alger (la nuit). Cité Diar-El-Mahcoul. L'esplanade.



Alger. Le neuvième groupe du « Champ-de-Manœuvre ».

Ce fait facilite énormément le problème du financement, en ce sens qu'il permet de réaliser l'accession à la propriété avec une rotation de capitaux plus rapide que de l'autre côté de la Méditerranée. Et (sans vouloir faire de propagande auprès de tel ou tel organisme de construction!), je citerai à ce sujet l'exemple de la *Compagnie Immobilière Algérienne* qui fait tourner ses capitaux en dix ans : c'est à-dire qu'en dix ans, le candidat-proprétaire a acheté son logement.

D'autre part, les dispositions de l'arrêté du 8 novembre sur l'aide à la construction en faveur de l'habitat rural prévoient des rotations de dix à quinze ans et le système fonctionne parfaitement alors que dans le domaine des H.L.M. il faut trente à quarante-cinq ans pour amortir un prêt.

Dans ces conditions, le financement de ce nouvel essor de la construction ne sera pas reporté intégralement à la charge de la Métropole, et les choses s'en trouveront bien facilitées.

* *

En matière de conclusion, je voudrais souligner qu'il y a dans l'expansion économique de l'Algérie — expansion au sein de laquelle l'essor du Bâtiment doit jouer un rôle de tout premier plan — un phénomène étonnant dont la réussite aurait des conséquences dépassant non seulement le cadre de l'Algérie, mais aussi le cadre français. Car c'est sûrement la première fois que le problème est posé, dans notre système libéral, d'arriver en très peu d'années, par une expansion extrêmement rapide, à amener un pays absolument sous-développé à un



Mostaganem. Cité musulmane.

stade de développement comparable à celui des pays industrialisés d'Europe. Mais le plus étonnant, le plus surprenant est que ce développement n'est pas le fait d'un afflux spontané de capitaux privés attirés par l'espérance du profit; il est l'expression d'une volonté gouvernementale.

Il y aurait là une réussite extraordinaire car ce serait peut-être la première fois, je le répète, que le monde libre aurait été capable d'amener un pays sous-développé à un niveau de vie comparable au sien.

Si nous vivions en système soviétique, avec un système économique autoritaire, ce serait simple : on partirait de l'épure théorique que sont les perspectives décennales. Puis chaque ministre convoquerait les directeurs d'usines de son secteur et leur donnerait l'ordre de fournir, en un laps de temps déterminé, tant de tonnes de ciment, tant de mètres carrés de plancher préfabriqué, etc... Au bout de la période considérée, on convoquerait tout le monde. Ceux qui auraient réussi verraient leur photographie publiée dans le journal, quant aux autres, ils seraient dirigés vers les mines de sel. Bien entendu, nous ne pouvons pas utiliser de tels procédés et nous sommes obligés de procéder, en quelque sorte, par persuasion.

Si un directeur de briquetterie, par exemple, est convaincu que les perspectives décennales représentent quelque chose de solide, de tangible, auquel le gouvernement va se tenir non pas seulement pendant six mois, mais vraiment pendant les dix années envisagées, s'il pense aussi qu'il est de son intérêt de marcher dans le sens de l'expansion du pays, il développera ses moyens de production. Mais il conservera absolument son libre arbitre. Si bien que le problème est, en quelque sorte, posé un peu à l'envers puisque l'on fixe d'abord l'objectif à atteindre. Nous disons en effet : il faut construire tant de logements au cours de ces cinq années, donc tant par année, et nous laissons ensuite le soin aux initiatives de chacun de mettre en place les moyens nécessaires pour y parvenir.

Il nous faut donc nous assurer la participation de l'industriel privé.

Il nous faut aussi convaincre le financier que tel montant de crédit est nécessaire pour réaliser le programme.

Il faut aussi que les fonctionnaires de l'administration ne se montrent pas trop pointilleux, pour ne pas freiner l'essor de l'habitat par une réglementation stérilisante.



H.L.M. au Champ-de-Manœuvre (Alger).

En définitive, cela exige un travail d'équipe et il est certain que l'expansion considérée sous cet angle n'est plus un problème technique, mais devient une question d'état d'esprit collectif.

Cet état d'esprit, le possédons-nous ?

Il y a certes beaucoup de scepticisme et, je dois le dire, bien davantage encore sur les berges de la Seine, que dans ce pays ! Beaucoup de fonctionnaires parisiens ne sont pas encore suffisamment persuadés que l'Algérie va réellement se développer suivant ce rythme absolument forcené que nous voulons lui infliger. Eh bien, il faut arriver à les convaincre, il faut démontrer que la chose est possible et ceci n'est pas un des moindres buts de ce cycle de conférences. D'ailleurs nous n'avons plus le choix.

Quatre millions de jeunes nous poussent. Nous satisferons leurs aspirations matérielles et spirituelles, ou bien ils housculeront la classe dirigeante de ce pays qui n'aura pas fait son devoir, et, ce faisant, c'est notre pays, c'est l'Occident qu'ils rejeteront du même coup.

Il y a aussi les promesses solennelles qui ont été faites à Constantine où l'on a dit :

— Nous allons loger un million de personnes !

Cette déclaration, faite dans une ville où la population des bidonvilles est presque aussi nombreuse que celle de la ville elle-même, a été enregistrée, soyez-en sûrs, et connaît une résonance dans tous les bidonvilles et les taudis d'Algérie.

Ainsi donc, nous n'avons plus le choix, nous sommes absolument « condamnés » à l'expansion, une expansion extrêmement rapide car notre pays n'est plus assez riche pour s'offrir le luxe de promesses non tenues.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

M. Saigot. — *Avant de lever cette séance, je veux, en votre nom à tous, remercier bien vivement M. Mayer de son exposé. Il a fort bien posé le problème, c'était le but de cette réunion, afin d'amorcer les conférences suivantes.*

Dans sa conclusion, M. Mayer a eu raison de souligner à quel point est importante la réponse que nous entendons donner en Algérie au problème qui nous est soumis, car il est bien certain que dès l'instant qu'une promesse a été faite, il faut la tenir.

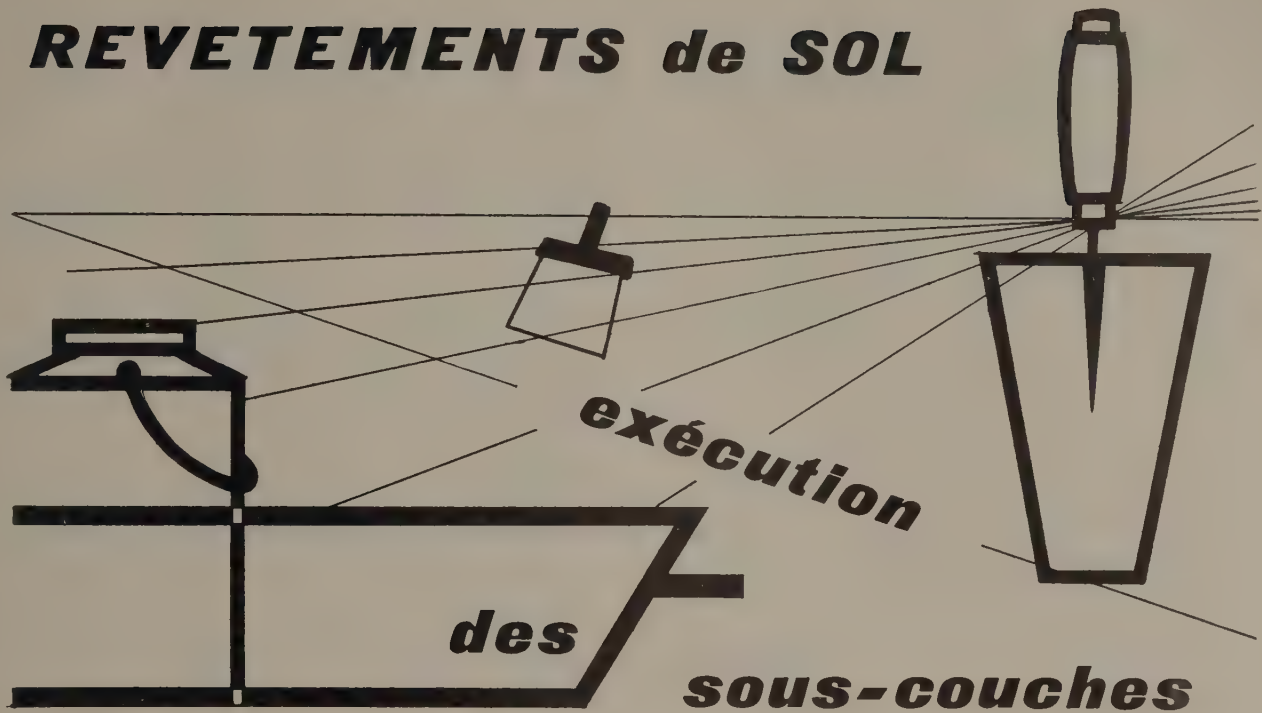
Il est d'usage, à l'issue de conférences comme celle-ci, de répondre aux questions qui pourraient être posées. Ce serait peut-être aujourd'hui prématuré mais il serait souhaitable qu'au cours de nos réunions prochaines puissent s'instaurer de véritables débats dont nous tirerons certainement, les uns et les autres, le plus large profit.

Je vous demande donc de bien vouloir réfléchir aux différents problèmes qui ont été évoqués ce soir et de préparer pour les conférences suivantes les questions susceptibles de provoquer les débats que nous souhaitons.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite.)

REVETEMENTS de SOL



La nécessité de conserver un prix de revient relativement bas au local d'habitation tout en donnant un confort acceptable a conduit à rechercher l'utilisation de revêtements minces exigeant une sous-couche parfaitement plane et d'un fini en surface pratiquement irréprochable.

Depuis quelques années, de nouveaux produits, plastiques ou autres, servant de sous-couches aux non moins nombreux revêtements de sols plastiques ont fait leur apparition sur le marché du bâtiment.

D'une mise en œuvre généralement facile et donnant une surface lisse, ils permettent l'emploi des revêtements d'usure modernes, aussi bien linoléum et revêtements plastiques que carrelages et parquets collés.

Ces produits peuvent se classer en deux catégories principales :

- ceux à base de plâtre;
- ceux à base de ciment.

PRÉCAUTIONS GÉNÉRALES D'EMPLOI

Quelle que soit la catégorie du produit, il est absolument nécessaire, pour obtenir une bonne adhérence à la couche inférieure, de nettoyer cette dernière avec le plus grand soin.

Ainsi, on débarrassera les sols en ciment de toutes poussières en procédant à un lavage au jet violent et abondant.

Sur les sols en dallage, on retirera par ponçage et grattage les traces de siccateur et toutes les impuretés; on prendra bien soin de vérifier l'état de scellement de chaque dalle, quitte à retirer la pièce branlante pour la resceller ou boucher le vide créé par un mortier de ciment de préférence à un plâtrage.

Sur les sols parqués, on reclipera les lames mobiles, puis on mettra à vif toute la surface de plancher en déposant les parties douteuses. Un dépoussiérage soigneux est aussi absolument indispensable avant l'épandage du produit.

On n'omettra pas d'imprégner les bois avec un antiseptique.

Quel que soit le produit utilisé, il est recommandé de ne pas l'étaler par couche supérieure à 1 ou 2 cm. Si certains endroits présentent des creux importants, il faut d'abord boucher ces creux par couches successives avant de procéder à un épandage complet sur toute la surface. Le but de ce travail est d'obtenir une sous-couche en surface parfaitement plane présentant une bonne adhérence aux colles fixant les revêtements d'usure.

Selon la catégorie du produit employé et sa composition, le mode de répartition et le temps de séchage sont différents. Dans certains cas, il est nécessaire de poser au préalable des repères et des règles, le produit étant ensuite lissé comme on le ferait pour une chape ordinaire.

D'autres produits, au contraire, ont une bonne plasticité et s'étalent d'eux-mêmes sur un plan horizontal; la pose de règles et le lissage sont alors pratiquement inutiles.

Le début de durcissement ne commence pas avant vingt minutes. Le séchage complet des différents produits varie, suivant leur nature, de 5 h à 24 h.

Quelques-uns de ces produits sont d'une bonne étanchéité et permettent de transformer des pièces en cuisine ou salle de bain.

L'utilisateur, avant de fixer son choix sur un produit, aura intérêt à étudier ses caractéristiques et à vérifier si sa mise en œuvre correspond aux possibilités de la main-d'œuvre dont il dispose et à son matériel.

*
* *

Notre fichier contient à l'heure actuelle les noms suivants :

ARDUR, *Éts Ardex Noval*, 3 rue Ampère, Ivry, Seine. Tél. ITALIE 23. 15.

CIMEPLAC, *Éts Bois Tranchés et Déroulés de la Méditerranée*, Marignane, Bouches-du-Rhône.

EGALISSOL, *R. A. C.*, 34, rue Bel-Air, Épinal, Vosges. Tél. 44. 46.

ISOLREX, *Éts Ch. Auraix*, 4, rue des Sources, Vichy, Allier. Tél. 31. 14.

KERASOLITH, *Éts Protac*, 60, rue Saint-Lazare, Paris, 9^e. Tél. PIG 87. 19.

PLASOL, *Éts Subox*, 33, rue de Godot-de-Mauroy, Paris, 9^e. Tél. OPE 22. 65.

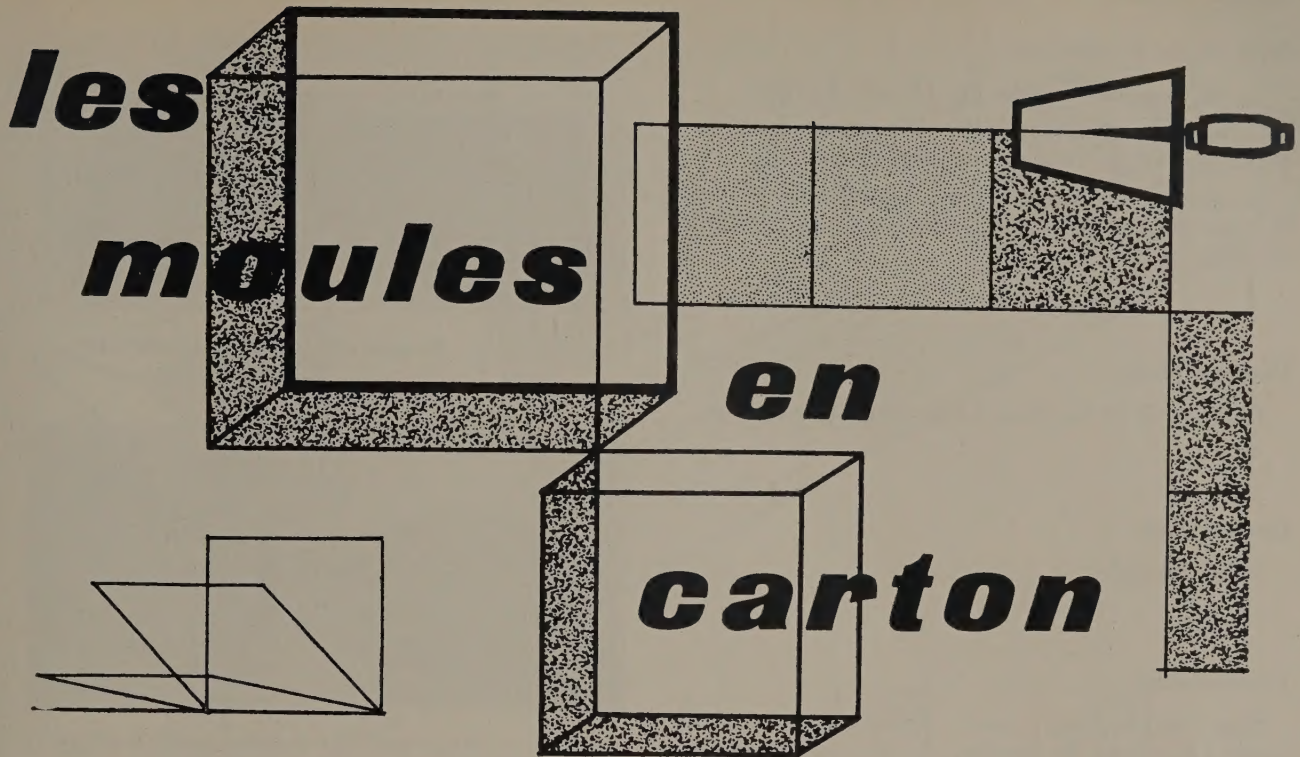
PLASOLEUM, *E. F. S. I.*, 63 bis, rue de Lillier, Abbeville, Somme. Tél. 5. 41.

POROSITE, *S. A. Le Terrazzolith*, 64, rue Petit, Paris, 19^e. Tél. NOR 47. 31.

RECTASOL, *Société Parisienne de Produits Chimiques*, 18, rue du Landy, La Plaine Saint-Denis, Seine. Tél. PLA 09. 48.

SOLITE, *Plâtrières Modernes* de Grozon, à Poligny, Jura. Tél. 97.

Constamment de nouveaux produits apparaissent sur le marché. Consultez-nous par téléphone (POIncaré 25. 25) pour connaître ceux qui nous auraient été signalés depuis la parution de cette liste.



Nous avons indiqué dans notre Note d'Information n° 1 que des cartonniers s'étaient intéressés à la fabrication de moules en carton, cubiques et cylindriques, servant à confectionner des éprouvettes de béton ⁽¹⁾.

Aux États-Unis, les essais sont faits souvent sur des éprouvettes cylindriques coulées dans des moules en carton; la pratique américaine peut donc nous permettre d'apprécier l'influence de l'utilisation de tels moules sur les résistances à la compression.

Par contre, il n'en est pas de même des moules cubiques en carton de 14 cm d'arête pour lesquels il n'y a eu jusqu'ici aucune expérience.

⁽¹⁾ A notre connaissance, la seule société qui ait mis au point la fabrication de ce type de moules est la *Société Sedec*, 83, rue Lafayette, Paris (9^e) — Tél. TRU. 90.26.



FIG. 1. — Moules prêts pour le coulage.

Voici les premiers résultats d'essais faits au *Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics*. Ces essais n'ont encore été réalisés que sur une petite série; leur portée en est donc limitée.

ESSAIS DE RÉSISTANCE SUR ÉPROUVETTES CUBIQUES COULÉES DANS DES MOULES EN CARTON

(Moules de 14 cm d'arête en carton paraffiné, avec abattants.)

Composition du béton.

Ciment	13,3	} en poids et en %
Eau	8	
Sable Seine.....	28,4	
Gravier	50,3	
E/C (eau/ciment).....		0,60
S/A (sable/agrégat).....		0,36
Dosage en ciment.....		312 kg/m ³
» » eau.....		189 l/m ³

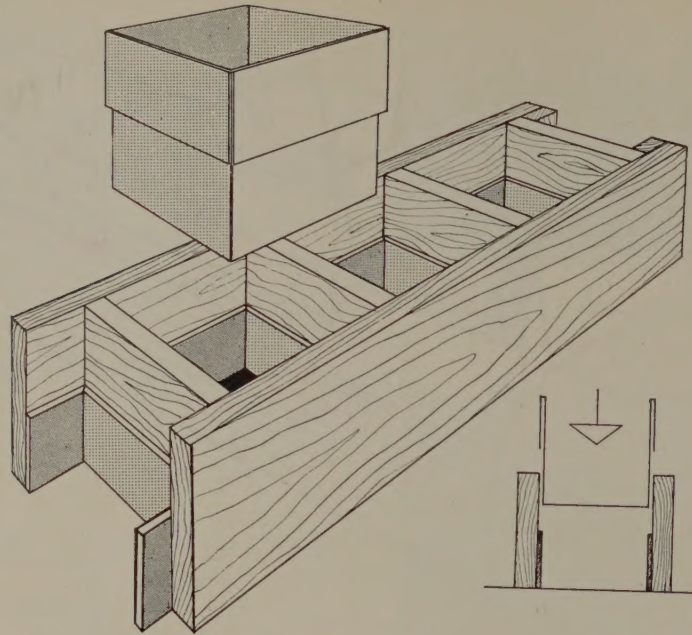


FIG. 5. — Deuxième type de châssis.

*Tout entrepreneur qui voudrait bien nous aider
à étendre ces études d'intérêt général peut nous
joindre à POIncaré 25-25 ou nous écrire à l'Ins-
titut Technique du Bâtiment et des Travaux
Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris, 16^e.*



COLLECTION DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

COMMENTAIRES DES RÈGLES POUR LE CALCUL ET L'EXÉCUTION DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

Un volume 14 × 21,5, 66 pages, 16 figures. 750 F (frais d'expédition 60 F).

SPÉCIFICATIONS U. N. P. DES PRODUITS DE PEINTURE UTILISÉS DANS LES TRAVAUX DE BATIMENT

Cinquième série (décembre 1957), six fascicules. 200 F (frais d'expédition 25 F).

Ouvrages récemment parus :

FORMULAIRE DU BÉTON ARMÉ, par R. CHAMBAUD et P. LEBELLE. — Tome I (deuxième édition)

Un volume 14 × 22,5, 466 pages. Relié. 4 400 F (franco port 4 535 F).

BÉTON PRÉCONTRAINT. ÉTUDE THÉORIQUE ET EXPÉRIMENTALE, par Y. GUYON

Tome II. — Constructions hyperstatiques

Un volume 17 × 25, 822 pages, 512 figures. Relié. 9 300 F (franco port recommandé 9 525 F).



COLLECTION DE L'ASSOCIATION SCIENTIFIQUE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

COMPTE RENDU DE LA PREMIÈRE SESSION D'ÉTUDES 8 et 9 novembre 1956

— I. Spécifications et cahier des charges pour la fourniture des aciers. — II. Tensions admissibles pour les aciers. — III. Corrosion des aciers. ANNEXE. — Spécifications techniques

Un volume 21 × 27, 72 pages, broché. 1 000 F (frais d'expédition 60 F).

RÉALISATIONS FRANÇAISES

(Troisième Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte, Berlin, mai 1958)

Un volume 21 × 27, 88 pages, broché. 600 F (frais d'expédition 60 F).

Vient de paraître :

COMPTE RENDU DE LA DEUXIÈME SESSION D'ÉTUDES 16 et 17 janvier 1958

— I. Inconvénients et incidents de mise en œuvre constatés sur les chantiers. — II. La résistance à la flexion compte tenu de l'effort tranchant. — III. Communications libres

Un volume 21 × 27, 68 pages, broché. 1 250 F (frais d'expédition 60 F)

En vente à LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

6, rue Paul-Valéry, Paris (16^e) — C. C. P. Paris 8524-12

ANNONCES

CONGRÈS DU C. I. B.

Conseil international du bâtiment
pour la recherche, l'étude et la documentation
(Rotterdam du 21 au 25 septembre 1959)

Le Conseil International du Bâtiment pour la Recherche, l'Étude et la Documentation (CIB), organise à l'occasion de son assemblée générale 1959, un congrès international qui sera ouvert aux membres du CIB, à leurs représentants et aux autres experts intéressés.

Il sera consacré à de nombreux sujets qui offrent une grande actualité pour la profession du Bâtiment et que présenteront des experts éminents.

Les conférences seront suivies d'une discussion.

Les sujets portent sur le domaine de la recherche concernant le bâtiment, sur le domaine de la documentation relative au bâtiment et sur le domaine de la diffusion des connaissances.

L'attention se portera également sur quelques aspects spéciaux de la construction dans les régions tropicales.

Parmi les sujets à l'ordre du jour on peut citer entre autres :

Le Projet et le calcul des constructions : coefficients de sécurité.
Rapporteur : Prof. E. Torroja, Directeur de l'Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, Espagne.

Problèmes de recherches en vue de l'utilisation d'éléments lourds en béton. Rapporteur : Prof. G. Kutznetsov de l'Académie du Bâtiment et de l'Architecture de l'URSS et le Dr M. JACOBSSON, Directeur du « Statens Nämnd för Byggnadsforskning », Suède.

Aspects fondamentaux de la transmission de connaissance.
Rapporteur : M. L. M. Giertz, Directeur du Centre Suédois de la Documentation du Bâtiment.

Des informations plus détaillées peuvent être obtenues auprès du Secrétariat du CIB Bouwcentrum, Boîte postale 299, Rotterdam (Pays-Bas).

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

Session 1958-1959

MARDI 24 FÉVRIER 1959, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en ciment armé

DÉVELOPPEMENT DES TECHNIQUES DES DÉPLACEMENTS D'IMMEUBLES

par M. J. PREVOST, Ingénieur E. T. P.,
Ingénieur aux Établissements Christiani et Nielsen

VENDREDI 27 FÉVRIER 1959, à 18 h, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Société Française des Urbanistes

BILAN DE L'URBANISME EN FRANCE ET A L'ÉTRANGER

Compte rendu des Congrès de l'année 1958

par M. J.-H. CALSAT, Vice-Président
de la Société Française des Urbanistes

MARDI 3 MARS 1959, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

La conférence de M. Montagné, sur les travaux de réalisation du local pour accélérateurs d'électrons de l'Institut d'Électronique de Toulouse, est reportée à une date ultérieure et remplacée, le 3 mars, par la conférence suivante :

LES UTILISATIONS DES CENDRES VOLANTES DANS LA CONSTRUCTION

par M. A. JARRIGE, Ingénieur en Chef des Houillères
du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais

MARDI 10 MARS 1959, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé

Sous la présidence de M. R. GONON,
Président-Directeur Général
de la Société des Grands Travaux de Marseille

TUNNEL SOUS LA BAIE DE LA HAVANE

par M. J. COURBON,
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
Directeur des Études
à la Société des Grands Travaux de Marseille

MARDI 17 MARS 1959, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé

PLASTICITÉ ET FLUAGE

par M. le Professeur G. COLONNETTI,
de l'École Polytechnique de Turin,
Membre Correspondant de l'Institut

JEUDI 19 MARS 1959, à 17 h 30, 3, rue de Lutèce

Séance organisée avec l'Union Nationale
des Peintres-Vitriers de France,
sous la présidence de M. J. MOULIN,
Président de l'Union Nationale
des Peintres-Vitriers de France

TENUE DES PEINTURES GARANTIES ET ACCIDENTS

par M. M. MEVEL, Membre du Conseil d'Administration
de la Chambre Syndicale des Peintres-Vitriers de France
et M. A. TARBOURIECH,
Ingénieur au Centre Expérimental de Recherches et d'Études
du Bâtiment et des Travaux Publics

MARDI 24 MARS 1959, à 17 h 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé

sous la présidence de M. le Colonel BESSON,
Commandant le Régiment des Sapeurs-Pompiers de Paris

RÉSISTANCE AU FEU

D'UNE CONSTRUCTION EN BÉTON ARMÉ OBSERVATIONS APRÈS INCENDIE ET RÉFECTIONS

par M. L.-P. BRICE, Ingénieur E. C. P.,
et M. J. CHEFDEVILLE, Chef de Service
au Centre Expérimental de Recherches et d'Études
du Bâtiment et des Travaux Publics

L'INFORMATION TECHNIQUE

CINÉMATOGRAPHIQUE

Programme de la séance du **MERCREDI 11 FÉVRIER 1959, à 18 h.**
7, rue La Pérouse,

**COFFRAGES SOUPLES SATUJO
MUR EN QUATRE HEURES
MAGAZINE N° 3 DU TUBE D'ACIER**

La carte d'inscription sera demandée à l'entrée.

SALON INTERNATIONAL DE LA CONSTRUCTION ET DE L'ÉQUIPEMENT

(12-23 mars 1959)

Organisé par EXPOMAT, il se tiendra au Centre National des Industries et des Techniques (Rond-Point de la Défense).

Ce salon qui sera le seul Salon technique spécialisé dans le domaine de la construction en 1959 est placé sous le haut patronage du Ministre de la Construction et sous l'égide de la Fédération Nationale du Bâtiment, de la Fédération Nationale des Travaux Publics, de l'Union Nationale Interprofessionnelle des Matériaux de Construction et Produits de Carrières (U. N. I.) et du Syndicat National des Industries d'Équipement

(M. T. P. S.). Il permettra à tous les producteurs, fabricants et constructeurs de présenter leurs spécialités aux architectes, ingénieurs, bureaux d'études, entrepreneurs, organismes constructeurs et administrations techniques.

Dans le cadre des deux niveaux actuellement achevés au Palais du C. N. I. T., cette manifestation groupera : d'une part tous les produits et matériaux de bâtiment, d'autre part les « petits matériels » de Travaux Publics, c'est-à-dire ceux qui servent plus particulièrement à la construction.

Ce Salon International de la Construction et de l'Équipement, par son esprit même, sera la seule grande manifestation technique spécialisée attendue par tous ceux qui ont mission de construire : des architectes et maîtres d'œuvre aux entrepreneurs et artisans de bâtiment.

ERRATUM

ANNALES Janvier 1959 — Visite de chantier du 19 décembre 1958, page 6

L'usine REMINGTON RAND à Caluire (Rhône) a été étudiée par le Groupement des Ingénieurs et Techniciens G. I. T. M. SELIT, Ingénieur U.I.L. gérant du G.I.T. — F. GRIMAL, Architecte E.T.P. — G. GRANIER, Ingénieur I.E.G. — G. FERRIER, Mètreur. S.O.C.O.T.E.C. Contrôle.

Entreprise de gros œuvre : THINET à Saint-Étienne. — Béton précontraint : S.T.U.P.